

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-2012-00000040

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 50 – 1989

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

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0491-0

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr. rer. nat. Dipl.-Geogr., Moorweidenstr. 14, 2000 Hamburg 13; EIBEN, HARTMUT, Dipl.-Ing., Düsternbrooker Weg 104-108, 2300 Kiel; FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; HOFSTEDE, JACOBUS, Dipl.-Geogr., Budapester Str. 44/46, 1000 Berlin 30; JESPERSEN, MARGOT, Lektor, Øster Voldgade 10, DK 1350 Kopenhagen K; LASSEN, HORST, Dipl.-Ing., Alte Rabenstr. 30, 2000 Hamburg 13; PETERSEN, PETER, Dipl.-Ing., Saarbrückenstr. 38, 2300 Kiel; RASMUSSEN, ERIK, Lektor, Øster Voldgade 10, DK 1350 Kopenhagen K; SCHÜLLER, ANDREAS, Dipl.-Geogr., Budapester Str. 44/46, 1000 Berlin 30; SCHWARZER, KLAUS, Dr., Dipl.-Geol., Werftstr. 10, 2242 Büsum; SPARBOOM, UWE, Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; STERR, HORST, Dr. habil., Olshausenstr. 40, 2300 Kiel; WITTE, HANS-HEINRICH, Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig.

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 Dr.-Ing. Günter Hovers, Robert-Schumann-Pl. 1, 5300 Bonn 2.

Geschäftsführer: Dr.-Ing. Heinz WISMER, Hindenburgufer 247, 2300 Kiel.

Schriftleiter: Dr.-Ing. Harald GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

PETERSEN, PETER, Dipl.-Ing. Forschungsprojekte des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen – Rückblick und Ausblick	1
EIBEN, HARTMUT, Dipl.-Ing. Wind, Wasserstände und Seegang während der Sturmperioden an der Ostseeküste Schleswig- Holsteins im Winter 1986/87	14
SCHWARZER, KLAUS, Dipl.-Geol. Dr. Auswirkungen der Januar-Sturmflut 1987 auf den Sedimenthaushalt des Strand- und Vor- strandbereiches vor der Probsteiküste	31
STERR, HORST, Dr. habil Der Abbruch von Steilküsten in der südwestlichen Kieler Bucht – unter spezieller Berück- sichtigung des Januarsturms 1987	45
LASSEN, HORST, Dipl.-Ing. Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee	65
JESPERSEN, MARGOT, Lektor RASMUSSEN, ERIK, Lektor Margrethe-Koog – Landgewinnung und Küstenschutz im südlichen Teil des dänischen Wattenmeeres	97
FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dr.-Ing. SPARBOOM, UWE, Dr.-Ing. WITTE, HANS-HEINRICH, Dr.-Ing. Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenauflauf auf glatten und rauen Deichböschungen mit der Neigung 1:6	155
HOFSTEDTE, JACOBUS, Dipl.-Geograph Parameter zur Beschreibung der Morphodynamik eines Wattgebietes	197
SCHÜLLER, ANDREAS, Dipl.-Geograph Bilanzentwicklung im Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee	213
DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr. rer. nat. Die Höhenvariabilität einer Sedimentoberfläche – über den Einfluß hydrographischer Para- meter auf morphologische Veränderungen in der Unterelbe	231

Forschungsprojekte des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen – Rückblick und Ausblick

Von PETER PETERSEN

Zusammenfassung

Das KFKI wurde 1973 gegründet. Ein Rückblick zeigt, daß im Bereich der Hydrologie und z. T. der Morphologie ein breites Grundlagenwissen geschaffen wurde. Wesentliche Aufgaben der Zukunft werden darin gesehen, das erarbeitete Wissen verfügbar zu halten, Entscheidungsgrundlagen für Eingriffe und Regelungen im Küstenbereich zu liefern und die Zusammenarbeit mit anderen Institutionen national und international zu pflegen. Die Einrichtung des KFKI hat sich bewährt.

Summary

The KFKI was founded in 1973. A review of past history shows that a broad range of basic knowledge has been obtained in the areas of hydrology and morphology. Important tasks for the future are to keep the state of knowledge readily accessible, to develop guidelines for decision making in construction and control measures in the coastal area and to pursue cooperation with other national and international institutes. The founding of the KFKI has been determined to be well justified.

Inhalt

1. Zur Vorgeschichte des KFKI	2
2. Bisherige Forschungsarbeiten des KFKI	2
3. Versuch einer Analyse der KFKI-Forschung	5
3.1 Institutionelles	5
3.2 Thematisches	5
4. Künftiger Forschungsbedarf	6
4.1 Informationshilfe	7
4.1.1 Dateninformationssystem	7
4.1.2 Rapport über Meeresspiegeländerungen	7
4.1.3 Informationsveranstaltungen	7
4.2 Künftige Forschungsprojekte	8
4.2.1 Hydrologisches und morphologisches Überwachungssystem	8
4.2.2 Synoptische Datenerfassung	8
4.2.3 Standardisierung der Datenerfassung	8
4.2.4 Wasserbauliche und andere planerische Maßnahmen als Konsequenz eines säkularen Meeresspiegelanstiegs	9
4.2.5 Optimierung von flexiblen und starren Küstenschutzwerken	9
4.2.6 Umweltschutzbezogene Küsteningenieurforschung	9
4.3 Zusammenarbeit mit anderen Forschungsinstituten	10
5. Nachbemerkung	10
6. Schriftenverzeichnis	11

1. Zur Vorgeschichte des KFKI

Das Bestreben, die Forschung im Küsteningenieurwesen institutionell zu koordinieren und durch gegenseitige Beratung zu befruchten, ist über ein halbes Jahrhundert alt. Zur Unterstützung des 10-Jahres-Planes für Küstenschutz, Landgewinnung und Wasserwirtschaft schuf das Oberpräsidium der Provinz Schleswig-Holstein 1934 einen „Ausschuß für Untersuchungen an der schleswig-holsteinischen Westküste“. Im Jahre 1941 wurde unter Federführung des Reichsernährungsministers, Abteilung Wasserwirtschaft, der „Ausschuß für Forschungsarbeiten in der Deutschen Bucht“ ins Leben gerufen. 1949 folgte dann der KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, in dem sich die Wasser- und Schifffahrts-, Wasserwirtschafts- und Hafenverwaltungen des Bundes und der Küstenländer, die von ihnen eingerichteten wissenschaftlichen Institute und die Hochschulen in Hamburg, Hannover und Kiel zu gemeinsamer Arbeit auf freiwilliger Grundlage zusammenschlossen.

Grundlage dieses Zusammenschlusses war die Kenntnis von der labilen Natur der Seeküsten, die zur Folge hat, daß sich natürliche oder künstliche Änderungen einer Einflußgröße oder an einer Stelle weiträumig und vielfältig auswirken können. Daneben bestand das Bestreben, Bauwerke im Küstenbereich zweckmäßig, dauerhaft und wirtschaftlich zu errichten und zu betreiben. Es erschien daher zweckmäßig, möglichst alle Kenntnisse aus dem Bereich der Küstenforschung verfügbar zu haben und Forschungsvorhaben aufeinander abzustimmen (AGATZ u. GAYE, 1952).

1973 trat an die Stelle des Küstenausschusses aufgrund eines Verwaltungsabkommens zwischen der Bundesrepublik Deutschland und den vier Küstenländern das KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN (KFKI). Seitens des Bundes sind die Ministerien für Verkehr, für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten sowie für Forschung und Technologie, seitens der Länder die für die Küstenforschung zuständigen Ministerien und Senatoren vertreten. Durch die Gründung dieses Kuratoriums wurde insofern ein neuer Akzent in der Küstenforschung gesetzt, als es sich nicht nur die gegenseitige Beratung zur Aufgabe gestellt hat, sondern durch die angeschlossenen Dienststellen gemeinschaftlich Forschungsprojekte ausführen lassen und gezielt finanzieren will. Darüber hinaus sieht es das KFKI als seine Aufgabe an, die Zusammenarbeit mit anderen Fachgremien, insbesondere auch im internationalen Bereich, zu fördern (ROHDE, 1979).

2. Bisherige Forschungsarbeiten des KFKI

In dem Verwaltungsabkommen über die gemeinsame Durchführung von Aufgaben der Küstenforschung, in Kraft getreten am 1. März 1973, wird ausgeführt:

„Das Erkennen und möglichst weitgehende Beherrschen der Naturvorgänge an den Küsten und im Küstenvorfeld ist eine bedeutende übergeordnete Aufgabe, die im Rahmen der Küstenforschung behandelt werden soll. Dabei sind alle natürlichen Vorgänge und Eigenschaften der Gewässer in ihren Mündungsgebieten und des Küstenmeeres sowie der zur Hohen See anschließenden Zonen mit ingenieur- und naturwissenschaftlichen Methoden zu erforschen.“ Gemäß Verwaltungsabkommen beraten Bund und Küstenländer in der Deutschen Kommission für Ozeanographie das Sachprogramm der Küstenforschung und seine Ergebnisse. Aufbauend auf Planungsuntersuchungen des Ausschusses Küstenforschung der Deutschen Kommission für Ozeanographie hat 1971 der Bundesminister für Bildung und Wissenschaft ein „Untersuchungsprogramm zur Küstenforschung“ herausgegeben (BMBW, 1971). Dieses Programm ist untergliedert in die Abschnitte

- I. Untersuchung der räumlichen und zeitlichen Verteilung der Wasserstände
- II. Untersuchungen der Strömungsverhältnisse
- III. Untersuchung von Seegang und Brandung
- IV. Untersuchungen über die Sandbewegung
- V. Untersuchung morphologischer Gestaltungsvorgänge

Wenngleich dieses Programm nicht ein spezielles Programm für die KFKI-Forschung ist, so kann es doch weitgehend als deren Grundlage angesehen werden.

Seit 1973 wurden im Rahmen der Arbeit des KFKI rund 20 Einzelprojekte abgeschlossen, sechs weitere Forschungsvorhaben laufen zur Zeit. Die Vorhaben wurden zum Teil allein von den Fachverwaltungen finanziert, überwiegend jedoch mit erheblichen Mitteln des BMFT finanziell gefördert. Anhand des „Untersuchungsprogramms zur Küstenforschung“ werden die gewonnenen Erkenntnisse aufgeführt:

I. Untersuchung der räumlichen und zeitlichen Verteilung der Wasserstände

Ein Gerät zur kontinuierlichen Wasserstandsmessung mit Hilfe des Echolotverfahrens wurde bis zum praxisreifen Einsatz erprobt und wird heute vielfältig eingesetzt. Das im Programm vorgesehene Netz von Pegeln an der 10-m-Tiefenlinie in der Deutschen Bucht und die Entwicklung eines geeigneten Gerätes mit Datenfernübertragung wurden aus Kostengründen nicht verwirklicht. Es ist auch möglicherweise in diesem Umfange nicht erforderlich. Durch die systematische Auswertung zahlreicher befristet betriebener Pegel konnte im Rahmen der Projekte „Tide- und Sturmflutentwicklung“ und „Tide- und Windstauentwicklung“ ein guter Überblick über die räumliche und zeitliche Verteilung der Wasserstände im küstennahen Bereich der Deutschen Bucht erarbeitet werden. Isolinien für gleiche Wasserstände und die Eintrittszeiten von MThw und MTnw vermitteln einen guten Einblick in die Tidedynamik an der Küste (SIEFERT u. LASSEN, 1985). Über die Entwicklung und den Ablauf von Sturmfluten in Ems, Weser und Elbe wurden ebenfalls sichere Erkenntnisse gewonnen, die Basis für ein praktikables Sturmflutvorhersagesystem wurden (SIEFERT u. LASSEN, 1986). Neue Einblicke in das Tidegeschehen hat die vergleichsweise zeitaufwendige Ermittlung des Tidemittelwassers ergeben. Sie vermittelt nicht nur neue Aspekte bei der Beurteilung des säkularen Meeresspiegelanstiegs, sondern scheint auch ein wertvolles Hilfsmittel bei der Überprüfung des Bezugshorizonts von Pegeln zu sein (LASSEN, 1989).

Interessante Einblicke in die in der letzten Zeit verstärkt in den Mittelpunkt des Interesses getretene säkulare Meeresspiegeländerung vermittelt auch das noch laufende Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ (JENSEN, MÜGGE u. VISSCHER, 1988). Im Rahmen dieses Projektes werden mit Hilfe statistischer Methoden vornehmlich die Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände analysiert, woraus sich neue Aspekte für die Interpretation von periodischen Entwicklungen und Trends ergeben.

II. Untersuchungen der Strömungsverhältnisse

Im Rahmen von Strömungsmeßprogrammen wurden Kenntnisse über die Strömungsverhältnisse im küstennahen Bereich der Deutschen Bucht gewonnen oder untermauert. Triftströme, auch windabhängig, wurden kartenmäßig dargestellt (SIEFERT, FAHSE, GÄRTNER u. NIEMEYER, 1986). In einem hydrodynamisch-numerischen Modell der Deutschen Bucht mit Regionalmodellen für Nordfriesland, die Innere Deutsche Bucht und Ostfriesland wurden Wasserstände und Strömungen simuliert (LUCK et al., 1983, 1984). Die im Forschungspro-

gramm empfohlenen Untersuchungen von Schichtungseffekten wurden im Rahmen des KFKI bisher nicht systematisch durchgeführt.

III. Untersuchung von Seegang und Brandung

Im Rahmen von regionalen Forschungsprogrammen in den Bereichen der Außenweser, der Jade und der Ostfriesischen Inseln wurden wertvolle Kenntnisse über den Ausgangssee- gang, die Seegangsdämpfung im Flachwasserbereich bzw. in den Seegatts und die Flächenbelas- tung durch Seegang gewonnen (YSKER, 1979; BARTHEL, 1979, 1985; NIEMEYER, 1983, 1986). Aufbauend auf den im KFKI-Projekt gewonnenen Daten wurden weitergehende Untersu- chungen zur Energieumwandlung auf dem Riffbogen mit einem Vergleich zwischen Ost- und Westfriesischen Inseln (NIEMEYER, 1987) und über die Rolle des Seegangs bei Sedimentvertei- lung und Biotopzonierung in Wattgebieten (NIEMEYER, 1987) vorgenommen. Im Rahmen eines jetzt laufenden Projektes „Seegang und Bemessung von Seegang im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht und in den Ästuaren“, im Rahmen dessen auch eine Seegangmodellierung vorgenommen wird, wird der ganze küstennahe Bereich der Deutschen Bucht einbezogen. Forschungsvorhaben über die Brandung sind im Rahmen des KFKI bisher nicht abgeschlos- sen worden. Im Rahmen des Projektes „Wechselwirkung zwischen Küstenbauwerken und mariner Umwelt“ (Norderney) und des außerhalb des KFKI laufenden Forschungsvorhabens zur Optimierung des Küstenschutzes vor Sylt wird jedoch die Brandung als Belastungs- und Transportgröße erforscht.

IV. Untersuchungen über die Sandbewegung

Das Forschungsprogramm enthält vornehmlich die Empfehlung, die Sandbewegung als physikalisches Problem zu erforschen. Es wird ausdrücklich auf die Komplexität der Vor- gänge hingewiesen. Auf die Voraussetzung der Entwicklung geeigneter Methoden und Geräte, besonders für die Messung des an der Sohle transportierten Materials, wird hinge- wiesen.

Im Rahmen der KFKI-Forschung wurden Schlickeigenschaften bestimmt, und es wurde versucht, Meßgeräte und Strategien zu entwickeln (CHRISTIANSEN et al., 1985). Über das Projekt „Schlicksedimentation Nordseeküste“ wurde in insgesamt 28 Einzelberichten Rechenschaft abgelegt. Hieraus geht hervor, daß zahlreiche Einzelkenntnisse über die Beschaffenheit, die Bildung und den Transport von Schlick gewonnen wurden, daß jedoch ein umfassender Kenntnisstand über Schlickbildung, Sedimentation, Resuspension und Transport derzeit nicht vorhanden ist, weshalb sich dieses Phänomen auch einer mathematischen Modellierung noch weitgehend entzieht. Kenntnisse über die Sedimentbewegung wurden im Rahmen des Projektes Tiefenstabilisierung von Außentiefs gewonnen und hinsichtlich der Möglichkeiten von Spülung und Durchflußsteuerung bei Außentiefs in der Praxis verwertet (ERCHINGER, COLDEWEY u. PROBST, 1986, 1988; RENGER u. BEDNARCZYK, 1986). Eine wesentliche Kenntnis aus den Untersuchungen ist, daß Schwebstofftransport im Küstenbe- reich nicht als stationäres Problem behandelt werden kann, sondern daß Beschleunigungsvor- gänge klein- und großräumig eine wesentliche Rolle spielen.

Forschungen im Sinne des Untersuchungsprogrammes wurden im Rahmen der KFKI- Arbeit nicht gezielt durchgeführt, sind jedoch Gegenstand der bereits erwähnten Forschungs- vorhaben vor Norderney und Sylt.

V. Untersuchung morphologischer Gestaltungsvorgänge

Die im Untersuchungsprogramm genannte Aufgabe einer systematischen topographischen Aufnahme des Küstenvorfeldes ist weitestgehend erfüllt. Mit dem Küstenkartenwerk wurde eine sehr gute kartographische Grundlage geschaffen (BETTAC, SCHLEIDER u. SINDERN, 1984). Die turnusmäßige Wiederholungsvermessung ist inzwischen Gegenstand der Abstimmung zwischen den Verwaltungen und nicht mehr Forschungsgegenstand. Dies schließt nicht aus, daß im Bereich der Methodik der Datenerhebung und der Datenauswertung noch Forschungsbedarf besteht. Ein Beispiel hierfür ist das laufende Projekt „Digitales Geländemodell Küste“, im Rahmen dessen versucht wird, aus den Meßdaten weitgehend automatisiert Höhen- und Tiefenpläne zu zeichnen und Massenbilanzen durchzuführen.

Im Rahmen des KFKI-Projektes „Morphologische Analysen Nordseeküste“ (MORAN) wurde ein Ansatz entwickelt und erprobt, mit Hilfe dessen Materialumsätze im Wattenmeer regional quantifiziert und vergleichbar gemacht und ebenso Entwicklungstendenzen quantifiziert werden können (SIEFERT, 1987; SIEFERT u. LASSEN, 1987).

3. Versuch einer Analyse der KFKI-Forschung

3.1 Institutionelles

Die KFKI-Forschung ist durch folgende Kriterien geprägt:

- Durch die finanzielle Förderung durch den BMFT werden viele Forschungsvorhaben überhaupt erst möglich.
- Wegen der mit Fristen versehenen Bereitstellung von Fördermitteln genießen KFKI-Vorhaben einen gewissen Vorrang im Rahmen der Arbeit der beteiligten Dienststellen.
- Die Zusammenarbeit im KFKI ermöglicht oder erleichtert zumindest die überregionale Arbeit und die Zusammenarbeit zwischen Dienststellen verschiedener Verwaltungen.
- Durch die regelmäßige Begleitung der Projekte durch Projektgruppen, die auch von nicht am Projekt beteiligten Verwaltungen besetzt werden, fließen verfügbare Kenntnisse und Erfahrungen in das jeweilige Projekt ein.
- Die Zusammenarbeit mit anderen Forschungsstellen, insbesondere im internationalen Bereich, wird durch das KFKI gefördert und durch die Aufgaben und Kontakte des BMFT-Vertreters im KFKI unterstützt.

Probleme bei der Abwicklung von Forschungsvorhaben sind, wenn sie auftreten, nicht auf das KFKI zurückzuführen, sondern haben trotz der Arbeit des KFKI noch nicht behoben werden können. Dies gilt etwa für die Bereitstellung und weitere Pflege von Methoden, Instrumenten und Daten der Forschungsvorhaben.

Die Zusammenarbeit im KFKI hat sich also in der praktizierten Form zweifellos bewährt.

3.2 Thematisches

Im Bereich der hydrologischen Untersuchungen ist eine gute Basis von Kenntnissen geschaffen worden (Wasserstände, Strömungen) oder im Rahmen eines laufenden Vorhabens zu erwarten (Seegangsprogramm). Forschungsbedarf besteht zum Teil noch für regionale Besonderheiten (z. B. Umströmung von Inselenden), im analytischen und interpretierenden Bereich (z. B. Elimination periodischer und meteorologischer Einflüsse auf die Wasserstände

zur Verfeinerung von Trendberechnungen) und hinsichtlich der Gestaltungsvorgänge (z. B. Brandung, Sedimenttransport). Noch nicht restlos gelöst ist auch das Problem der digitalen Datenerfassung oder Digitalisierung analoger Datenaufzeichnungen.

Im Bereich der topographischen Untersuchungen ist ebenfalls eine gute Basis an Kenntnissen geschaffen. Fortschritte sind hier noch anzustreben hinsichtlich der schnelleren (synoptischen) Datenerhebung und der Automatisierung der Datendarstellung und -auswertung.

Im Bereich der morphologischen Gestaltungsvorgänge besteht zweifellos noch der größte Forschungsbedarf. Dies ist nicht verwunderlich, weil dieser Bereich am kompliziertesten ist. Einerseits überlagern sich hier kleinräumige (Wellen) und großräumige (Strömung) Vorgänge, die wiederum voneinander und von der wechselnden Wassertiefe und der topographischen Form abhängig sind, ganz abgesehen vom Energieeintrag. Andererseits sind die widerstehenden Kräfte nicht nur von Korngröße und Form, sondern auch von der Materialbeschaffenheit und nicht zuletzt von biologischen Einflüssen abhängig.

4. Künftiger Forschungsbedarf

Im Verwaltungsabkommen wird das Erkennen und möglichst weitgehende Beherrschen der Naturvorgänge an den Küsten und im Küstenvorfeld als bedeutende übergeordnete Aufgabe der Küstenforschung bezeichnet. Dabei dürfte das Streben im Vordergrund gestanden haben, Leben, Gesundheit und Eigentum des Menschen zu schützen, die Bewirtschaftung landwirtschaftlicher Nutzflächen zu erleichtern und die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs sicherzustellen. Daneben hat sich in jüngerer Zeit der Schutz der Natur als immer wichtiger werdendes Anliegen gestellt. Dies bedeutet, daß bei baulichen und betrieblichen Maßnahmen Auswirkungen auf die natürliche Besiedlung im aquatischen wie im terrestrischen Bereich zu berücksichtigen sind, daß sogar die Initiative für Küstenforschung von den Belangen des Naturschutzes ausgehen kann. Daneben hat die Küstenforschung zur Beantwortung von Fragen hinsichtlich der Ausbreitung von Schadstoffen beizutragen.

Die Aufgabe, die Naturvorgänge zu erkennen und möglichst weitgehend zu beherrschen, bleibt dennoch bestehen. Dabei ist Beherrschen nicht etwa als Maßnahme gegen die Natur zu verstehen, sondern vielmehr als Fähigkeit, die durch die Existenz des Menschen unvermeidlichen Eingriffe in die Natur naturverträglich vorzunehmen.

Die fortlaufende Verbesserung der Meßtechnik und der numerischen Rechenverfahren ermöglicht es, Naturvorgänge immer detaillierter zu erforschen. Hierbei zeigt sich oft, daß im Zuge der Bearbeitung nur immer neue, größere Kenntnislücken aufgedeckt werden. Hinzu kommt, daß es immer schwieriger wird, das verfügbare Wissen zu erfassen. Daher sollte sich die künftige KFKI-Forschung vor allem auf drei Bereiche konzentrieren:

1. Verfügbarmachen und Pflegen vorhandenen Wissens
2. Forschung im Hinblick auf Entscheidungen, die der Mensch im Küstenraum zu treffen hat
3. Kooperation mit anderen Forschungsinstituten

Die Fortentwicklung der Erfassung und Vorhersage der Naturvorgänge ist dabei weiterhin unverzichtbare Forschungsaufgabe.

4.1 Informationshilfe

4.1.1 Dateninformationssystem

Von zahlreichen Dienststellen des Bundes und der Länder werden hydrologische, geodätische und auch meteorologische Daten erhoben. Die Wasserstands-Dauermeßstellen sind weitgehend bekannt. Vermessungsarbeiten werden zunehmend koordiniert. Informationen über befristet betriebene Wasserstandsmeßstellen, über Seegangs- und Strömungsmessungen, über Wellenaufbaumessungen, über Schwebstoffmessungen und vor allem über die Aufbereitung und Auswertung der Meßdaten sind lückenhaft und nicht allgemein verbreitet. Um Doppelarbeit zu vermeiden und alle verfügbaren Daten in Untersuchungen einbeziehen zu können, ist eine Verbesserung der Information anzustreben. Daher sollte ein Dateninformationssystem aufgebaut werden, mit Hilfe dessen die Fachdienststellen sich jederzeit einen Überblick über die Art der erhobenen Daten, vorgenommene Auswertungen und die Verfügbarkeit der Daten verschaffen können. Hierzu kommt eine regelmäßige Verteilung von Informationen oder aber die Möglichkeit einer gezielten Anfrage an hierfür bezeichnete Stellen in Frage. Vorteilhaft wäre es, wenn auch Daten von nicht zum KFKI gehörenden Institutionen einbezogen werden könnten. Es sollte zunächst die Grundlage für ein solches Dateninformationssystem soweit geschaffen werden, daß die Mitgliedsverwaltungen des KFKI entscheiden können, ein solches System einzuführen.

4.1.2 Rapport über Meeresspiegeländerungen

Meeresspiegeländerungen aufgrund klimatischer Änderungen haben in den letzten Jahren starkes Interesse erlangt. Für die Aufgaben des Bundes und der Küstenländer wären solche Änderungen von hoher Bedeutung, wie weiter unten noch ausgeführt werden wird. Da dieses Thema in vielen Ländern bearbeitet wird, sollte ein Rapport über die weltweiten Erkenntnisse und Überwachungen von Meeresspiegeländerungen und die hieran arbeitenden maßgeblichen Institutionen erstellt werden. Maßgebend hierfür ist die Erkenntnis, daß Trends in der Meeresspiegelentwicklung nicht allein aufgrund der Beobachtungen an der Deutschen Bucht und der westlichen Ostseeküste gewonnen werden können.

4.1.3 Informationsveranstaltungen

Nur ein Teil der in der Küstenforschung tätigen Angehörigen der das KFKI tragenden Verwaltungen ist in der Beratungsgruppe Küstenforschung oder in Projektgruppen vertreten. Für die anderen und insbesondere auch die jüngeren Mitglieder der Fachverwaltungen ist es oft schwierig, sich einen Überblick über den Stand des Wissens zu verschaffen. Daher sollen häufiger Informationsveranstaltungen mit Seminarcharakter über bestimmte Themen der Küstenforschung durchgeführt werden. Forschungsvorhaben sollten regelmäßig mit solchen Veranstaltungen abgeschlossen werden.

Dabei wäre es zweckmäßig, auch Randbereiche, die nicht unmittelbar Gegenstand des Forschungsvorhabens waren, deren Kenntnisse aber mit in das Projekt eingeflossen sind, zu behandeln.

4.2 Künftige Forschungsprojekte

4.2.1 Hydrologisches und morphologisches Überwachungssystem

Die hydrologischen und morphologischen Verhältnisse im Küstenbereich unterliegen periodischen und nichtperiodischen Veränderungen. Der Mensch ist bestrebt, trendartige Veränderungen möglichst frühzeitig zu erkennen, um sie abzuwehren oder sich auf sie einrichten zu können. In der Regel dauert es jedoch lange, bis Trends, wenn auch nicht zweifelsfrei so doch mit angemessener Sicherheit, erkannt werden können. Die Ursache liegt im wesentlichen darin, daß flächendeckende Zustandserfassungen in kurzer Folge sehr kostenaufwendig sind und daher unterbleiben müssen und andererseits etwaige Trends von zahlreichen unregelmäßigen Einflüssen überlagert werden. Es soll daher ein System von repräsentativen Meßstellen und Meßdaten sowie ein zugehöriges Auswerteverfahren entwickelt werden, das aufgrund neuester Daten eine jährliche Fortschreibung von Trendberechnungen ermöglicht. Dieses System soll sich erstrecken auf

- Wasserstände
- Wind
- den Wattsockel im Bereich der Außensände
- Vorlandkanten
- Wattrücken
- Watt- und Stromrinnen.

4.2.2 Synoptische Datenerfassung

Für zahlreiche Zwecke des Küsteningenieurwesens ist eine synoptische Zustandserfassung erwünscht. Dies gilt z. B. für kleine Teilbereiche des Wattenmeeres (Umströmung von Inselenden), für die Erfassung der Über- und Unterwassertopographie nach Sturmfluten oder bestimmten Wetterlagen oder für Trübungszonen. Die Möglichkeit einer synoptischen Wattaufnahme würde aber auch generell die Vermessungsarbeiten erleichtern und rationalisieren. Daher sollen die Nutzungsmöglichkeiten entsprechender Datenerfassungsverfahren, insbesondere mit Hilfe der Fernerkundung, intensiver erkundet, laufend verfolgt und den Fachverwaltungen nutzbar gemacht werden.

4.2.3 Standardisierung der Datenerfassung

Um die Vergleichbarkeit der von verschiedenen Fachverwaltungen erhobenen Daten sicherzustellen, sollen Standards für die Datenerfassung und -auswertung entwickelt, ermittelt und eingeführt werden. Hierzu gehört auch ein zuverlässiges System der digitalen Wasserstandserfassung sowie eine laufende vergleichende Kontrolle der erfaßten Daten, um Fehlanzeigen des Meßgerätes schnell beheben zu können. Zu demselben Bereich ist auch die Harmonisierung der Beschickung bei der Seevermessung zu zählen.

4.2.4 Wasserbauliche und andere planerische Maßnahmen als Konsequenz eines säkularen Meeresspiegelanstiegs

Wenngleich Auswertungen der Wasserstandsaufzeichnungen eine Beschleunigung des säkularen Meeresspiegelanstiegs bisher nicht erkennen lassen, muß aufgrund klimatologischer Forschungen und Modellrechnungen mit einer solchen Beschleunigung gerechnet werden. Andererseits hat bereits der bisherige Meeresspiegelanstieg, insbesondere die Erhöhung des Mitteltidehochwassers und des Tidehubs, deutliche Folgen für das Küstenvorfeld und die Tideströme. Am empfindlichsten reagieren auf einen Anstieg des Tidehochwasserstandes und des Tidehubs die Außensände, die Watrinnen und die Tideströme. Aufgabe der Küstenforschung ist es dabei vornehmlich, Grundlagen für etwa geplante bauliche Eingriffe zu schaffen, nicht zuletzt auch, um deren Folgen vorherzusagen. Ergebnisse der Küstenforschung in diesem Bereich können aber auch als Grundlage für eine längerfristige Landesplanung, für ein Naturschutzmanagement in den Nationalparks und andere passive Reaktionen auf Meeresspiegeländerungen sein. Forschungen in diesem Bereich sollten so angelegt werden, daß sie möglichst schnell zu verwertbaren Aussagen führen. Dabei wird den konzeptionellen Modellen neben den numerischen Modellen eine angemessene Bedeutung zuzumessen sein.

4.2.5 Optimierung von flexiblen und starren Küstenschutzwerken

Zum Schutz sandiger Küsten, von Häfen, von Abbruchkanten und im Extremfall des Festland- und Inselsockels werden Sanderneuerungen oder starre Bauwerke weiterhin unentbehrlich sein. Sie werden künftig vor allem an exponierten und damit besonders empfindlichen Stellen zu planen sein. Um solche Baumaßnahmen wirksam und wirtschaftlich zu gestalten und vor allem nachteilige Auswirkungen, wie sie etwa in der Vergangenheit beim Bau von Bühnen beobachtet wurden, möglichst auszuschließen, sind gezielte Forschungsvorhaben durchzuführen.

4.2.6 Umweltschutzbezogene Küsteningenieurforschung

Durch die Einrichtung der Nationalparks in der Deutschen Bucht und die geplante Ausweisung weiterer Naturschutzgebiete an der Ostseeküste werden traditionelle Küstenschutzarbeiten in Frage gestellt. Es ist Aufgabe der Küsteningenieurforschung, die natürliche Entwicklung der Küstenregionen ohne menschliche Einwirkung zu erkunden und in Zusammenarbeit mit Naturschutzbehörden Wege zu finden, wie den Belangen des Naturschutzes und des Schutzes der Küste und damit letztlich auch der Erhaltung des Naturschutzgebietes optimal Rechnung getragen werden kann. Hierzu gehört auch die Erkundung der Herkunft und Erneuerung von sedimentierbarem Material, eine Frage, die letztlich von entscheidendem Einfluß für die Entwicklung der sandigen Küsten und der Vorländer und hohen Wattbereiche ist.

Bei der Abwägung von Baggergutumlagerungen in den Küstengewässern erhebt sich die Frage nach Sedimentations- und Erosionsgebieten. Auch hier, wie bei der Erkundung von Entnahmegebieten für Sandaufspülungen und Deichverstärkungen, muß die Küsteningenieurforschung helfen, Aufgaben aus dem Bereich des Umweltschutzes zu lösen.

4.3 Zusammenarbeit mit anderen Forschungsinstituten

Gerade im Bereich der schwierigeren Forschungsbereiche gibt es, wie ausgeführt, noch viele Wissenslücken. Im Rahmen der KFKI-Forschung allein werden diese Lücken in absehbarer Zeit nicht geschlossen werden können, weil es sich hierbei vielfach um Forschung mit Grundlagencharakter handelt, die nicht zu den Aufgaben des KFKI gehört. Das KFKI muß daher versuchen, die universitäre Forschung stärker als bisher zu inspirieren. Hierzu gehört ein Katalog offener Fragen, der an die Universitäten herangetragen werden kann. Es wird für zweckmäßig gehalten, einen solchen Katalog durch eine Arbeitsgruppe, die aus der Beratungsgruppe Küstenforschung hervorgehen könnte, zu erarbeiten und laufend fortzuschreiben. Zu diesen Aufgaben wird auch weiterhin die Entwicklung komplizierterer numerischer Modelle gehören, für die den Verwaltungen die Hardware, aber auch die spezielle Fachkunde weiterhin fehlen werden.

Die Förderung der Forschungs Kooperation im internationalen Bereich wird weiterhin eine wesentliche Aufgabe des KFKI sein. Hierbei wird es einerseits darum gehen, in bilateraler Beziehung gegenseitig Spezialwissen zu nutzen und Methoden abzugleichen, so daß die Forschungsergebnisse vergleichbar werden, andererseits darum, Forschungsansätze und Erkenntnisse namhafter ausländischer Forschungseinrichtungen – nach Möglichkeit auf Gegenseitigkeit – generell zu nutzen. Schließlich sollte die in Ansätzen vorhandene Mitwirkung bei der technisch-wissenschaftlichen Entwicklungshilfe seitens des KFKI gefördert werden.

5. Nachbemerkung

Bei der Betrachtung des bereits Erreichten und der noch ausstehenden Forschungsaufgaben wurde auch die Zweckmäßigkeit zentraler Einrichtungen (Dateninformationssystem), einer Harmonisierung der Datenerhebung und eines überregionalen Forschungsansatzes angesprochen. In diesem Zusammenhang muß der Gedanke aufkommen, ob es nicht sinnvoller sei, eine zentrale Forschungseinrichtung für die Küstenländer und den Bund zu schaffen. Ähnliche Einrichtungen gibt es bekanntlich in den benachbarten Küstenländern, den Niederlanden und Dänemark. Wenngleich eine solche zentrale Einrichtung sicher gerätemäßig besser ausgestattet und eher mit Fachspezialisten besetzt werden könnte, so hätte sie andererseits die Folge, daß sich die im KFKI zusammengeschlossenen Verwaltungen weitgehend von ihren in diesem Bereich tätigen Fachleuten trennen müßten. Bei diesen Fachleuten handelt es sich aber i. d. R. um Mitarbeiter, die nicht nur Forschungsarbeiten durchführen, sondern mit der Planung, Durchführung und Auswertung von Routineuntersuchungen, mit einzelnen Zweckuntersuchungen und gutachterlichen Stellungnahmen zu verwaltungsspezifischen Einzelfragen beschäftigt sind. Es bestünde die Gefahr, daß die Fachkunde in diesen Arbeitsbereichen geschmälert und der Kontakt zur Forschung eingeschränkt würde. Bei der gegenwärtigen föderalistischen Struktur der Bundesrepublik wird daher in der etwaigen Einrichtung einer solchen zentralen Stelle keine geeignete Alternative zur bewährten Forschung im Rahmen des KFKI gesehen.

6. Schriftenverzeichnis

- AGATZ, A. u. GAYE, J.: Organisation und Aufgaben des „Küstenausschusses Nord- und Ostsee“. Die Küste, 1, H. 1, 1952.
- BARTHEL, V.: Sturmflutseeegang in einem Ästuar. Die Küste, H. 34, 1979.
- BARTHEL, V.: Flachwasserseeegang im Weserästuar. Die Küste, H. 42, 1985.
- BETTAC, W., SCHLEIDER, W. u. SINDERN, J.: Das Küstenkartenwerk 1:25.000 der Deutschen Bucht – Vermessung und Kartographie. Die Küste, H. 40, 1984.
- Bundesminister für Bildung und Wissenschaft: Untersuchungsprogramm zur Küstenforschung. Schriftenreihe Meeresforschung 1, 1971.
- CHRISTIANSEN, H.: Das Forschungsvorhaben Schlick/Schwebstoffe in Ästuaren. Weitere Berichte der Projektbearbeiter. Die Küste, H. 42, 1985.
- ERCHINGER, H. F., COLDEWEY, H.-G. u. PROBST, K.: Außentiefräumung durch Spülung und ihre Erforschung im Forschungsvorhaben „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“. Die Küste, H. 44, 1986.
- ERCHINGER, H. F., COLDEWEY, H.-G. u. PROBST, K.: Empfehlungen für eine wirksame Außentieferräumung als Ergebnis des Forschungsvorhabens „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“. Die Küste, H. 47, 1988.
- JENSEN, J., MÜGGE, H.-E. u. VISSCHER, G.: Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 47, 1988.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 50, 1989.
- NIEMEYER, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. BMFT-Forschungsbericht MF 0203, 1983.
- NIEMEYER, H. D.: Ausbreitung und Dämpfung des Seegangs im See- und Wattgebiet von Norderney. Jahresbericht 1985 der Forschungsstelle Küste. Norderney, Bd. 37, 1986.
- NIEMEYER, H. D.: Changing of Wave Climate Due to Breaking on a Tidal Inlet Bar. Proc. 20th Intern. Conf. on Coast. Eng. Taipei, ASCE New York, 1987.
- NIEMEYER, H. D.: Seegang und Biotopzonierung in Wattgebieten. In Niedersächsischer Umweltminister (Hrsg.): Umweltvorsorge Nordsee – Belastungen – Gütesituation – Maßnahmen – Hildesheim, 1987.
- Projektgruppe HN-Modelle des KFKI (LUCK, G. et al.): Die numerischen Modelle des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Deutsche Bucht – Abschlußbericht. Die Küste, H. 38, 1983.
- Projektgruppe HN-Modelle des KFKI (LUCK, G. et al.): HN-Modellrechnungen und Naturmessungen – ein Vergleich. Die Küste, H. 40, 1984.
- RENGER, R. u. BEDNARCZYK, K.: Schiffserzeugte Schwebstofftransporte im Neßmersieler Außentief. Die Küste, H. 44, 1986.
- ROHDE, H.: Die Forschungsvorhaben des KFKI. Die Küste, H. 34, 1979.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Entwicklung und Ablauf von Sturmfluten in Ems, Weser und Elbe. Die Küste, H. 44, 1986.
- SIEFERT, W.; FAHSE, H.; GÄRTNER, J. u. NIEMEYER, H. D.: Die Strömungsverhältnisse in drei Langzeit-Meßprofilen im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 43, 1986.
- SIEFERT, W.: Umsatz- und Bilanzanalysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Grundlagen und erste Auswertung (Teil I der Ergebnisse eines KFKI-Projektes). Die Küste, H. 45, 1987.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Zum säkularen Verhalten der mittleren Wathöhen an ausgewählten Beispielen. Die Küste, H. 45, 1987.
- YSKER, J. S.: Seegangsmessungen in der Jade. Die Küste, H. 34, 1979.

Vorwort

zu den Beiträgen von

EIBEN, SCHWARZER und STERR in diesem Heft

Sturmflutereignisse an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste finden allgemein nicht die Beachtung wie vergleichbare Sturmfluten an der Nordseeküste. Die Häufigkeit des Auftretens von Sturmfluten ist dort größer und die Bedrohung durch die See entsprechend augenfälliger.

Damit sind die Probleme der Küstensicherung an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste genauso beachtenswert wie vielschichtig und fordern auch wegen des selteneren Auftretens von Sturmfluten zur genauen Beobachtung der hydrologischen und sedimentologischen Abläufe während der Sturmphasen auf.

Gewässerkundliche Beobachtungen besonders, bezogen auf das Seegangs-, Strömungs- und Brandungsströmungsgeschehen, wurden bisher im wesentlichen zur Erfassung ortsspezifischer Daten dann vereinzelt durchgeführt, wenn z. B. bedeutende Küstenschutzmaßnahmen projektiert werden sollten. Aus der Zufälligkeit des meteorologischen und hydrologischen Geschehens heraus ergab sich manchmal die Gelegenheit zur Erfassung extremerer Ereignisse.

Der Fachbereich der Hydrogeologie der Universität Kiel hat eine Reihe von wichtigen Beiträgen geleistet, die im Bereich der Küstensicherung beachtet und verwendet wurden. Koordinierende Bearbeitungen zwischen Hydrologen, Geologen und anderen Fachbereichen erfolgten hauptsächlich maßnahmebezogen und entsprechend ortsgebunden.

Daher ist die Reihe koordinierender Untersuchungen, bezogen auf die Probleme der Küstensicherung und der Erhaltung der Küste, entsprechend kurz für den Bereich der schleswig-holsteinischen Ostseeküste.

Küstenschutzmaßnahmen wie die Deichverstärkung Probstei machten zur Projektierung der Maßnahme 1975 die Errichtung einer Meßstation zur Erfassung von meteorologischen und hydrologischen Daten erforderlich, um die bereits z. B. durch die „Untersuchungsstelle Heiligenhafen“ Ende der 50er Jahre gewonnenen hydrologischen und sedimentologischen Erkenntnisse wesentlich zu vertiefen.

Das 1976 für die Maßnahme Probstei entwickelte Untersuchungsprogramm verlangte und leistete eine koordinierende Bearbeitung der hydrologischen, hydrodynamischen, sedimentologischen und morphologischen Probleme für den Küstenbereich vor der Probstei, aber auch für wesentliche Teile der schleswig-holsteinischen Ostseeküste. Dieses wurde durch die gute Zusammenarbeit der derzeit am Programm beteiligten Dienststellen des Landes Schleswig-Holstein und beteiligten Fachinstitute möglich.

Wegen der besonderen Bedeutung der Sturmflutereignisse im Winter 1986/87 sollten die aus dem vorgenannten Untersuchungsprogramm 1979 im Heft 65 des Leichtweiß-Institutes der TU Braunschweig zusammengefaßten Arbeiten bestätigt bzw. ergänzt werden.

Aus Interesse an der Fortschreibung der Sache fanden sich die Verfasser der o. g. Beiträge zu den folgenden Ausarbeitungen bereit, in der Hoffnung, zu weiteren Arbeiten in dieser Richtung anzuregen und die wenigen mit Meßeinrichtungen ausgerüsteten Beobachtungspunkte auch künftig zu nutzen.

H. EIBEN

Wind, Wasserstände und Seegang während der Sturmperioden an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins im Winter 1986/87

VON HARTMUT EIBEN

Zusammenfassung

In der Zeit vom 1. 12. 1986 bis 15. 1. 1987 traten an der Ostseeküste mehrere bemerkenswerte Sturmfluten ein.

Neben den kleineren hob sich die Sturmflutperiode vom 6. 1. bis 14. 1. 1987 wegen ihres Wind-, Wasserstands- und Seegangsverlaufes besonders heraus. Dieses Ereignis entsprach in Größe und Intensität im wesentlichen dem vom Jahreswechsel 1978/79, übertraf es sogar hinsichtlich des beobachteten Seegangs. Dieser konnte wegen der beginnenden Eisbildung an vielen Küstenstellen nicht zur vollen Entfaltung gelangen. Insofern sind manche Küstenabschnitte vor ähnlichen Zerstörungen, wie sie zum Jahreswechsel 1978/79 entstanden, verschont worden.

Statistisch trat die Sturmflut rechtzeitig auf und mahnte, den Schutz der stark beanspruchten Küstenbereiche nicht außer Acht zu lassen.

Summary

Several remarkable storm surges occurred during the winter of 1986/87. The storm surges between January 6-14, 1987 were especially significant due to the associated winds, water levels and sea states. The size and intensity of this event were similar to those during the 1978/79 winter. The sea state in 1987 was more intense.

The development of ice at many coastal areas prevented the sea state from reaching its expected maximum. Therefore, the damage was not as extensive as in 1978/79.

Statistically, the storm surge occurred when expected. It is a continued warning that coastal protection must be taken very seriously.

Inhalt

1. Vorbemerkung	15
2. Meßstationen	15
3. Auswertung und Darstellung der Wasserstands-, Seegangs- und Windganglinien	15
4. Meßergebnisse	16
4.1 Wasserstände	16
4.1.1 Wasserstandshöhen	16
4.1.2 Verweilzeiten	22
4.2 Seegang	23
4.2.1 Allgemeines	23
4.2.2 Wellenhöhen und Ereignisdauer	25
4.2.3 Wellenperioden	27
4.2.4 Belastungsrichtung des Seeganges	29
4.3 Eisbildung	29

1. Vorbemerkung

Im Winter 1986/87 liefen an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste in der Zeit vom 1. 12. 1986 bis zum 15. 1. 1987 mehrere bemerkenswerte Sturmfluten auf.

Die in dieser Zeit aufgezeichneten Wasserstands-, Wind- und Seegangseignisse unterschiedlicher Größenordnung und Entstehungsursache ergänzen die Charakteristiken für Ostsee-Sturmfluten. Ziel dieses Berichtes ist es, sie zu dokumentieren und hinsichtlich ihrer hydrologischen und hydrodynamischen Bedeutung einzuordnen.

2. Meßstationen

Die diesem Bericht zugrundeliegenden Meßdaten wurden an verschiedenen Standorten gemessen. Die Wind- und Seegangsganglinien wurden an der in Heft 65 der Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes Braunschweig beschriebenen Meßstation „Kalifornien“ am Schönberger Strand, ca. 25 km nordöstlich von Kiel, aufgezeichnet. Dabei befand sich ein Seegangmeßkopf (Echolotwellenpegel System FAHRENTHOLTZ) ca. 800 m vom Ufer entfernt in einer Wassertiefe, bezogen auf NN von NN - 4,50 m. An einem etwa in der Streichlinie der Bühnen gelegenen zweiten Meßpfahl (ca. - 2,50 m NN) wurden auch die Brandungsströmung sowie der Wasserstand gemessen, allerdings nur zeitweise.

Daher wurden für die Auswertung der fehlenden Wasserstandsdaten die Aufzeichnungen des am Bahnhofskai in Kiel gelegenen Pegels herangezogen. Diese Zuordnung war zulässig, weil die Korrespondenzen der Pegel Bahnhofskai Kiel und Kalifornien bekannt sind.

Die Temperaturmeßdaten wurden an der Meßstelle des Wasser- und Schiffsamtes Lübeck in Travemünde aufgezeichnet und von dort dankenswerterweise zur Verfügung gestellt.

3. Auswertung und Darstellung der Wasserstands-, Seegangs- und Windganglinien

Die aufgezeichneten Wasserstandsdaten waren im Rahmen einer Plausibilitätskontrolle nur geringfügig in einzelnen Zeitbereichen zu korrigieren. Wegen der in den Pegeln vorhandenen Dämpfungselemente erforderte es weitgehend keines besonderen Ausgleiches der Wasserstandsaufzeichnung.

Die Seegangsmessungen erfolgten – besonders zu den Zeiten stärkeren Seegangs – zeitweilig manuell. Dabei wurde je Meßphase auf eine ausreichend lange Aufzeichnungszeit geachtet.

Zu einigen Meßzeiten waren übertragungsbedingte Störungen auszugleichen. Dieses ist weitgehend gelungen, weil diese Meßphasen meistens von einem Beobachter überwacht wurden.

Die Seegangsschriebe wurden manuell ausgewertet. Der Seegang wurde als H_s bzw. T_s angegeben.

Die Windmeßstation zeichnete über die gesamte Zeit störungsfrei auf. Die Ganglinie zur Windgeschwindigkeit wurde wegen der zeitweise starken Böigkeit als Mittelwert aus der einhüllenden Minimal- bzw. Maximalkurve manuell ermittelt (s. Abb. 1). Diese Art der Auswertung entsprach auch der von früheren Windereignissen, so daß eine Vergleichbarkeit dazu gegeben ist.

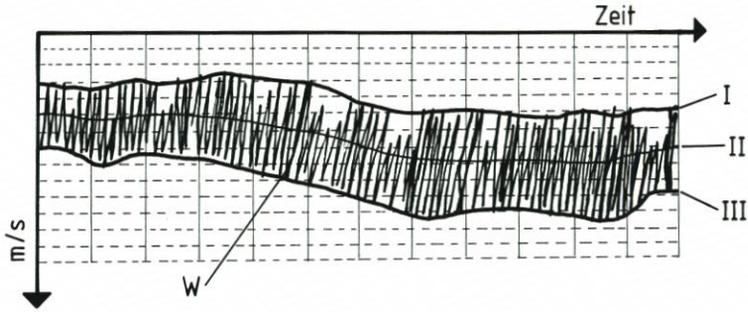


Abb. 1: Beispiel für die Auswertung der Windganglinie

Auf eine detaillierte Auswertung der Brandungsströmung mußte wegen des sehr hohen Arbeitsaufwandes verzichtet werden.

Die während der Beobachtungszeit gemessenen Daten für Windgeschwindigkeit und -richtung, Wasserstände und Seegang sind in den Anlagen 1 bis 4 als Ganglinien dargestellt.

4. Meßergebnisse

4.1 Wasserstände

4.1.1 Wasserstandshöhen

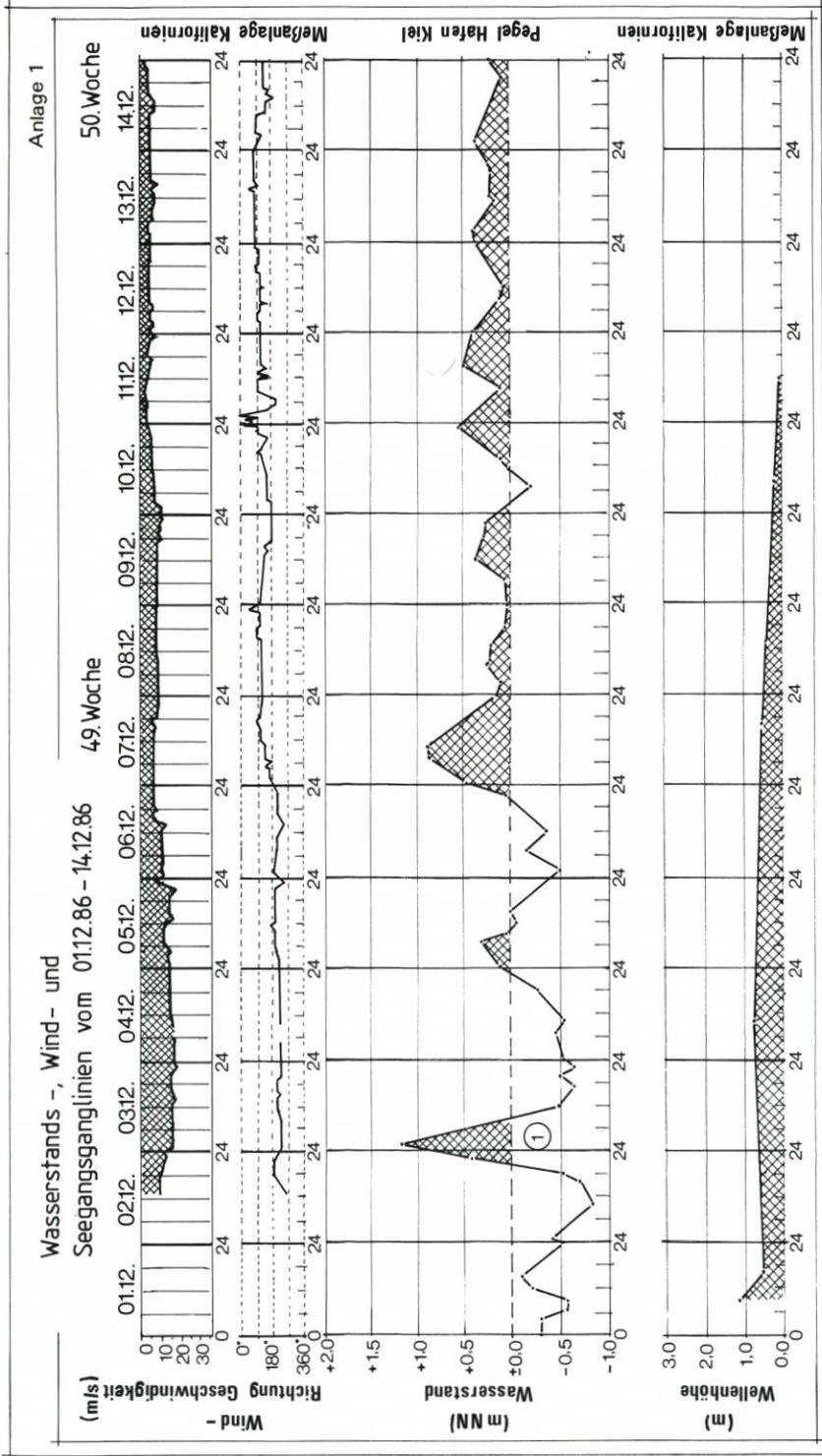
Gemäß DIN 4049 unterscheiden sich Sturmfluten nach ihrer Schwere. Die Zuordnung zum jeweiligen „Schwerebereich“ einer Sturmflut erfolgt über die Häufigkeit und den Wasserstandsbereich, dem das Wasserstandsereignis zugehört. Diese Klassifikation ist nach Auffassung des Verfassers unvollständig, weil die Schwere einer Sturmflut nicht nur vom Wasserstandsereignis her, sondern auch von dessen Auslösfaktoren sowie der Größenordnung der Seegangenergie und deren Wirkung auf die Küste beurteilt werden muß. Im Sinne der DIN 4049 ist der Begriff des Schwerebereiches einer Sturmflut an der deutschen Nordseeküste angebracht, weil Sturmfluten hier immer von westlichen Stürmen ausgelöst werden und mit einer entsprechenden Seegangwirkung auf die Küste verbunden sind.

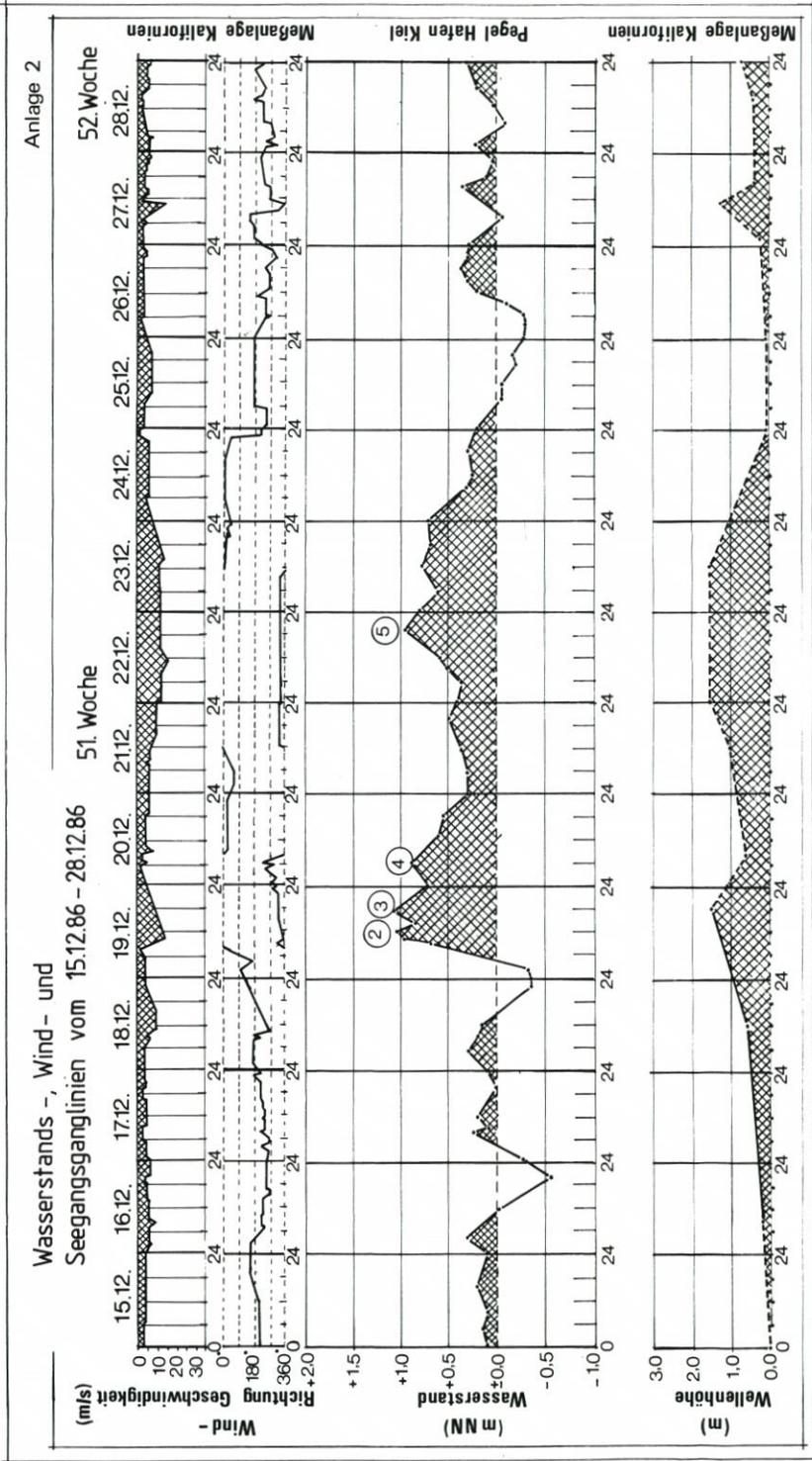
Wegen ihrer Beckenform gerät der Wasserspiegel der Ostsee z.B. häufig bei Weststürmen ins Schwingen, so daß trotz des ablandigen Windes infolge des „Rückschwappens“ der Ostsee die schleswig-holsteinische Ostseeküste unter zeitweiligen Hochwassereinfluß gerät. Weite Küstenbereiche werden entsprechend nicht durch Seegang beansprucht.

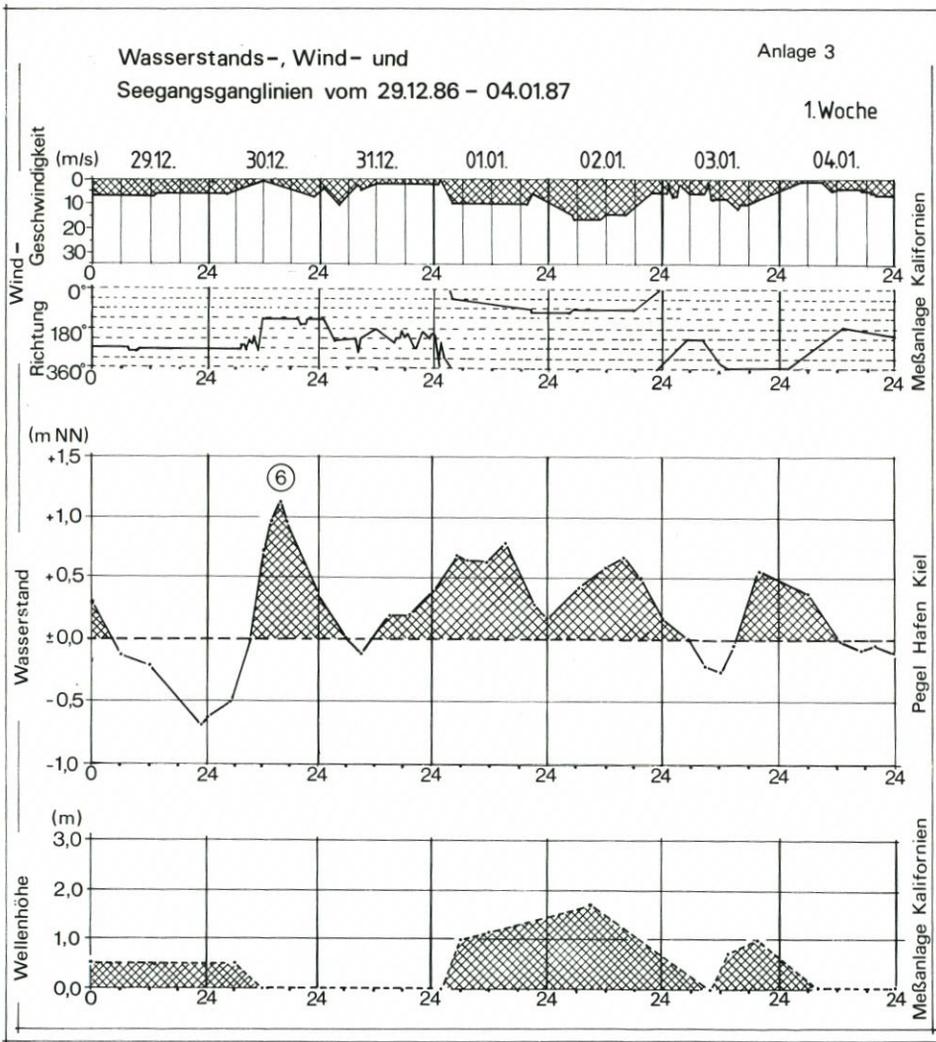
Daher wurde zur statistisch richtigen Einordnung aller Hochwassereignisse eine Einstufung analog DIN 4049 gewählt. Sturmfluten im eigentlichen Sinn (d. h. verbunden mit auflandigen Winden) sind nach Auffassung des Verfassers dann statistisch anders zu fassen, weil sie entsprechend seltener auftreten. Zur verständlicheren Einordnung der Wasserstandsereignisse analog der DIN 4049 sind daher Hochwassereignisse gemäß Tab. 1 einzustufen.

Entsprechend der in Tab. 1 vorgenommenen Einordnung sind in der Zeit vom 1. 12. 1986 bis zum 15. 1. 1987 insgesamt acht Fluten eingetreten mit entsprechend hohen Wasserständen, die in die Gruppe der erhöhten Wasserstandsereignisse einzuordnen sind (Tab. 2).

Das Hochwasser vom 12./13. 1. 1987 (Ereignis Nr. 9 gemäß Anlage 4) gehört mit seinem Wasserstandsmaximum von NN +1,82 m in die Gruppe der höheren Hochwassereignisse. Das letzte Hochwasser dieser Größenordnung wurde am 15. 2. 1979 beobachtet.







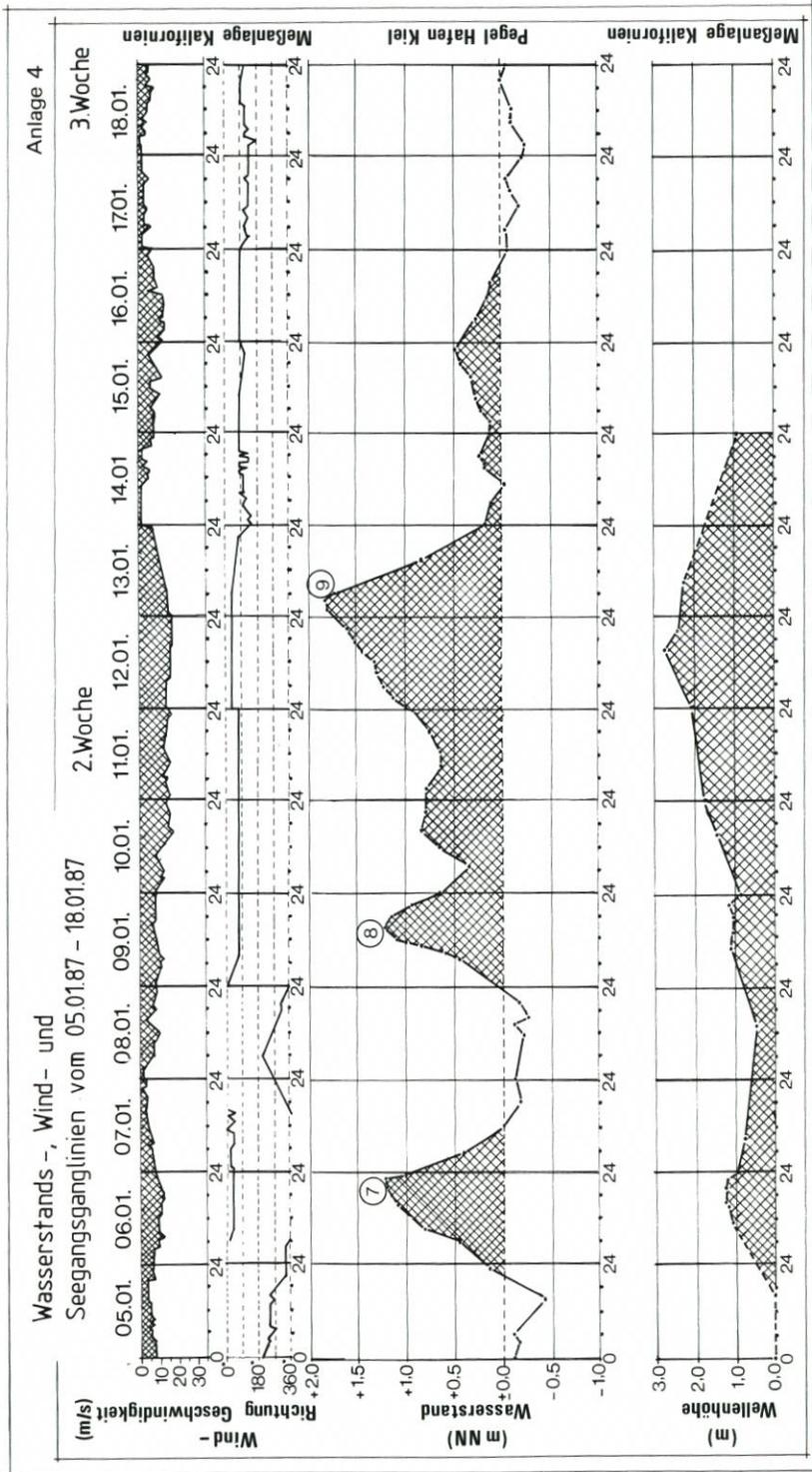


Tabelle 1. Hochwasserereignisse und ihre Häufigkeit analog DIN 4049

Hochwasserereignisse	Häufigkeit N [N = n/a]*	Wasserstandsbereich
erhöhte	2 bis 0,2	NN + 0,90 m bis 1,49 m
höhere	0,2 bis 0,5	NN + 1,50 m bis 1,99 m
höchste	0,05 und kleiner	NN + 2,00 m und größer

* n = Anzahl der Ereignisse, a = Jahre des Ermittlungszeitraumes

Tabelle 2. Erhöhte Hochwasserereignisse (Fluten) im Winter 1986/87

Ereignis Nr. *	Zeit	Höchstwasserstand [NN m]
1	3. 12. 1986	1,15
2	19. 12. 1986	1,06
3	19. 12. 1986	1,08
4	20. 12. 1986	0,90
5	22. 12. 1986	0,96
6	30. 12. 1986	1,15
7	6. 1. 1987	1,20
8	9. 1. 1987	1,23

Bei den in der Vergangenheit beobachteten Hochwassern an der Ostseeküste haben unterschiedliche meteorologische Faktoren für die sehr unterschiedlich verlaufenden Ganglinien der Wasserstände gesorgt. Tab. 3 zeigt eine Zuordnung der in der Zeit vom 1. 12. 1986 bis 15. 1. 1987 beobachteten Fluten zu ihren wesentlichen meteorologischen Auslösfaktoren.

Tabelle 3. Zuordnung der Fluten zu den meteorologischen Faktoren

Gruppe	meteorologischer Auslösfaktor	Ereignis-Nr. gemäß Tab. 1
I	durch SW-W-Winde verursachter „Rückschwappeneffekt“ ohne wesentliche Verstärkungsfaktoren	1, 6
II	durch N-NO-Winde verursachter „Einstaueffekt“	9
III	durch SW-W-Winde erzeugtes „Rückschwappen“ mit Verstärkungseffekt und zeitweiligem nachlaufenden Einstau durch N-NO-Winde	2, 3, 4, 5, 7, 8

Die in Tab. 3 vorgenommene Zuordnung unterteilt nur in recht grobe Fallgruppen. Auf eine nähere Erläuterung kann hier verzichtet werden, weil diese nur im Rahmen einer Bearbeitung über wesentlich längere Beobachtungszeiträume sinnvoll erscheint und erst dann eine differenziertere Betrachtung zuläßt.

4.1.2 Verweilzeiten

Das unterschiedlich lange „Verweilen“ höherer Wasserstände in bestimmten Höhenstufen charakterisiert Sturmfluten und gibt wichtige Anhaltspunkte zur Einordnung gemäß Tab. 3 sowie zur „Belastung“ der Küste.

Außerdem wurde versucht, einzelne Ereignisse aus den Gruppen II und III in Tab. 3 früheren ähnlichen Sturmfluten an der Ostsee gegenüberzustellen, um Ähnlichkeiten und besondere Merkmale darzustellen.

In den Abbildungen 2 bis 5 ist die Verweildauer der Wasserstände über Wasserstandshöhenstufen von jeweils 0,25 m für verschiedene Wasserstandereignisse dargestellt (nicht zu verwechseln mit dem von FÜHRBÖTER in Heft 65 der Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes 1979 verwendeten Begriff!).

Am Beispiel der Hochwasserereignisse der Gruppe I, die SW-W-Wind aus wenig gedämpften und gedämpften Rückschwappbewegungen (ohne Einstau hervorruhende N-NO-Winde) entstanden, werden die Besonderheiten ihrer Verweilzeiten in Abb. 2 deutlich.

Die Flut vom 30. 12. 1986 zeigt einen nicht durch Westwinde gedämpften „Rückschwappeneffekt“ bei annähernd gleichen Erregungswindgeschwindigkeiten in der schwapperzeugenden Phase. So konnte sich über 21 Stunden ein Wasserstand $NN \pm 0,00$ m und über 11,5 Stunden ein Wasserstand $NN + 0,50$ m halten.

Bei Wasserständen über $NN + 0,75$ m und $NN + 1,00$ m lagen die Verweilzeiten bei 8 bzw. 3 Stunden.

Die Hochwasserereignisse wie die Flut vom 30. 12. 1986 mit Scheitelhöhen von $NN + 1,00$ m bis $1,25$ m treten ein- bis dreimal jährlich auf, verlaufen sehr ähnlich hinsichtlich der Entwicklung ihrer Verweilzeiten und schwingen auch in ähnlicher Form.

Sobald durch länger anhaltende SW- bis W-Winde der auflaufende „Rückschwapp“ gedämpft wird, kommt es zu ebenso typischen Abläufen wie bei Ereignis 1 (Scheitelhöhe des Wasserstandes und Erregungswindgeschwindigkeit wie Ereignis 6).

Die Flut am 3. 12. 1986 wurde hervorgerufen durch westliche Winde mit Windgeschwindigkeiten um 6 bis 7 m/s. Da der Wind aus gleicher Richtung auch noch während der gesamten „Rückschwappphase“ mit 8 bis 10 m/s anhielt, entstand eine Verkürzung der Dauer für Wasserstände über $NN + 0,00$ m auf rd. 12 Stunden gegenüber dem Ergebnis 6.

Bei Wasserständen über $NN + 0,75$ m und $NN + 1,00$ m entstanden bei fast gleichen Wasserstandsscheitelhöhen von Ereignis 1 und 6 zwischen rd. 30 und 40 % längere Verweilzeiten bei Ereignis 6 (siehe auch Anlage 1 und 3).

Hier wird deutlich, wie intensiv die Verweilzeiten gedämpft werden, obwohl die Scheitelhöhe des Ereignisses 6 erreicht wird.

Die Hochwasserereignisse der Gruppe II, vom 8. bis 14. 1. 1987 wurden wesentlich durch den „Einstaueffekt“ des länger anhaltenden Sturmes aus NE verursacht. In Abb. 3 wurde diesen das Sturmflutereignis vom 26. 12. 1978 bis zum 1. 1. 1979 gegenübergestellt. Mit Ausnahme der Verweildauer in den Höhenstufen von $NN + 1,00$ m bis $NN + 1,25$ m und $NN + 1,25$ m bis $NN + 1,50$ waren sehr ähnliche Verweilzeiten festzustellen, obwohl für die Wintersturmflut 1978/79 im Mittel eine ca. 20 % höhere Windgeschwindigkeit aus östlichen Richtungen gemessen wurde. Die um ca. 25 cm höhere Wasserstandsspitze mit Verweilzeiten von ca. 4 Stunden beim Ereignis 8 und 9 vom 8. bis 14. 1. 1987 wurde von den aus NO gerichteten Winden und den sehr viel gleichmäßiger verlaufenden Windgeschwindigkeiten hervorgerufen.

Ein Vergleich der Wasserstände der Fluten vom 11. bis 13. 1. 1987 (Ereignis 9) mit dem

Ereignis vom 15. 2. 1979 (siehe Abb. 4) zeigt für die Verweildauer der Wasserstände über NN + 0,50 m eine erstaunliche Übereinstimmung.

Die höheren Verweilzeiten vom 15. 2. 1979 über NN + 1,00 m resultieren im wesentlichen aus den im Zeitbereich um den Wasserstandsscheitel bis zu ca. 40% höheren Windgeschwindigkeiten aus östlichen Richtungen bei annähernd gleichen Spitzenwasserständen beider Ereignisse.

Der o. g. Vergleich zeigt auch, daß – bei qualitativ sehr ähnlichem Verlauf der Windganglinie (allerdings im Mittel mit 25 bis 30% geminderten Windgeschwindigkeiten am 13. 1. 1987) – die nordöstliche Windrichtung dieser Flut eine ähnlich lange Verweildauer und den fast gleichen Spitzenwasserstand wie am 15. 2. 1979 verursacht hat.

Der Verlauf der Ereignisse 8 und 9 reiht sich damit hinsichtlich der Ähnlichkeit der Verweilzeiten und Höhe der Wasserstandsscheitel in die Folge der Ostseesturmfluten ein, die etwa alle 10 Jahre zu erwarten sind.

Auf die besondere Bedeutung der Bewertung des Zusammenwirkens von Verweildauer des Wasserstandes und Seegang wird noch eingegangen.

In Abb. 5 ist die Verweildauer der Wasserstände der Gruppe III am Beispiel der Flut am 6. 1. 86 (Ereignis 7) aufgezeigt. Außerdem wurde dieses Ereignis kleinerer Größenordnung dem Extremfall der Sturmflut von 1872 gegenübergestellt.

Die Flut am 6. 1. 86 kann als typisches Jahresereignis der Gruppe III herangezogen werden.

Die Verweilzeiten dieser Gruppe für Wasserstände über NN + 0,75 m bzw. NN + 1,00 m betragen 17 bzw. 11 Stunden. Gegenüber den vergleichbaren Rückschwappereignissen, z. B. bei Nr. 1 oder 6, verlängert der in der Auflaufphase auf N bis NO eindrehende Wind mit Windgeschwindigkeiten von 10 bis 12 m/s über eine Zeit von ca. 20 Stunden durch seine aufstauende Wirkung die Verweilzeiten um das Zwei- bis Vierfache bei den Wasserständen über NN + 0,75 m bzw. NN + 1,00 m.

Bei der in Abb. 5 aufgeführten Gegenüberstellung eines „Jahresnormalereignisses“ (Ereignis 7) der Entstehungsgruppe III mit der schweren Flut von 1872 fällt auch die starke qualitative Ähnlichkeit der Verweildauerentwicklung über die jeweiligen Höhenstufen auf. Dieses ist erklärlich aus der dynamischen Ähnlichkeit der meteorologischen Verursachung beider Ereignisse.

4.2 Seegang

4.2.1 Allgemeines

Der an der Meßstation Kalifornien aufgezeichnete höhere Seegang trat im wesentlichen bei den Wind- bzw. Wasserstandereignissen der Gruppen II und III auf. Insgesamt sind drei Seegangsphasen bemerkenswert (s. Anl. 1-4):

1. 18.-24. 12. 1986
2. 1.-02. 1. 1987
3. 6.-15. 1. 1987

Hauptsächlich der Seegang in der Zeit vom 18. bis 24. 12. 1986 und vom 6. 1. bis 15. 1. 1987 hatte nicht nur die jahresübliche strandverändernde Wirkung. Strandabschnitte wurden teilweise ausgeräumt. Schutzwerke bereichsweise stark angegriffen. Diese Wirkungen verwundern nicht, weil besonders vom 6. bis 15. 1. 1987 Wellenhöhen und -perioden festgestellt wurden, die denen der Sturmflut vom Jahreswechsel 1978/79 entsprachen, sie sogar teilweise

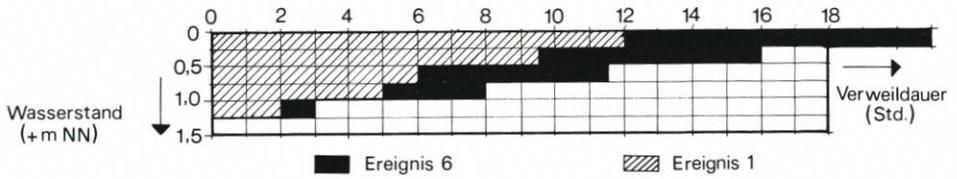


Abb. 2: Verweildauer der aus dem Rückschwapppeffekt (Gruppe I) hervorgerufenen höheren Wasserstände 1 und 6

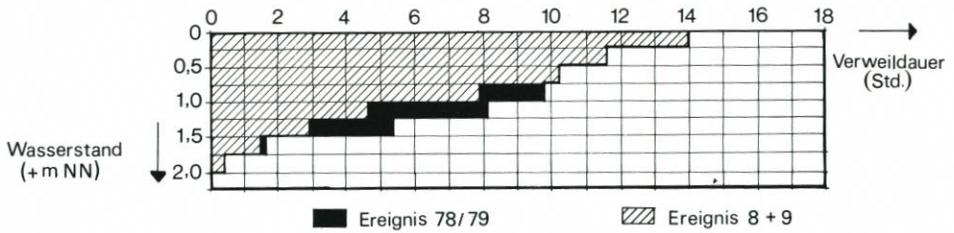


Abb. 3: Verweildauer der aus Einstauwirkungen hervorgerufenen Ereignisse (gem. Gruppe II) 8 und 9 als eine Ereignisfolge bewertet

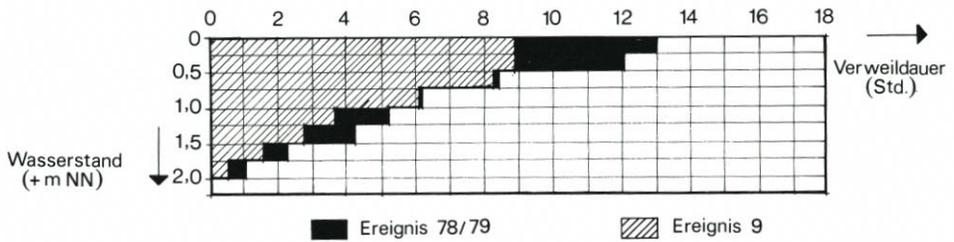


Abb. 4: Verweildauer des aus Einstauwirkungen hervorgerufenen Ereignisses (gem. Gruppe II) 9

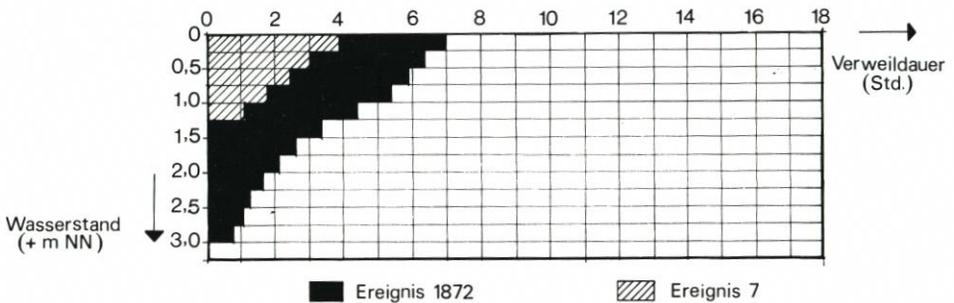


Abb. 5: Verweildauer der Wasserstände in Ereignis 7 zur Sturmflut von 1872

noch übertrafen. Die mit diesem Seegangereignis korrespondierenden Wasserstände haben dafür gesorgt, daß der auflaufende Seegang ziemlich ungehindert zu Zeiten der höheren Wasserstände an scharliegenden Deckwerken brechen konnte.

Die o. a. Ausführungen gelten im wesentlichen für die Küstenbereiche Schwansen, Eckernförder Bucht, Dänischer Wohld sowie Probstei bis Sehlendorf.

4.2.2 Wellenhöhen und Ereignisdauer

Zur Beschreibung des Seegangs wurden die aus den Aufzeichnungen errechneten „kennzeichnenden Wellenhöhen“, H_s , verwendet. In der Zeit vom 18. 12. bis 24. 12. 1986 wurden signifikante Wellenhöhen über 36 Stunden von rd. 1,60 m Höhe gemessen. Dabei erreichte der Seegang maximale Höhen von $H_{max.} \cong 2,00$ m.

Wellenhöhen dieser Größenordnung sind besonders bei langer Einwirkdauer, so wie im vorliegenden Fall, als stark wirkender strandverändernder Faktor anzusehen.

Unmittelbar nach dieser Sturmperiode konnte keine Strand- und Vorstrandvermessung durchgeführt werden; in einzelnen Strandabschnitten – im Bereich Schönberger Strand zum Beispiel – waren aber deutliche Strandabträge erkennbar.

Dieses Seegangsereignis wurde hinsichtlich der Dauer und Wellenhöhen von dem in der Zeit vom 6. bis 15. 1. 1987 auftretenden Seegang noch übertroffen. Über 100 Stunden liefen Wellen auf mit kennzeichnender Wellenhöhe $H_s > 1,50$ m. Rund 53 Stunden übertrafen die signifikanten Wellenhöhen den Wert von $H_s = 2,00$ m.

Zur Zeit der höchsten Windgeschwindigkeit von ca. 18 m/s aus nordöstlichen Richtungen war eine signifikante Wellenhöhe von rd. 2,85 m zu verzeichnen, die maximalen Wellenhöhen erreichten 4,0–4,4 m.

Die festgestellte maximale Wellenhöhe von rd. 4,40 m überschritt auch max. die Wintersturmflut von 1978/79 um knapp einen Meter. Den Vergleich beider Ereignisse – bezogen auf die jeweils auslösenden Windgeschwindigkeiten – zeigt Tab. 4.

Der Vergleich macht deutlich, daß sich die signifikanten Wellenhöhen nicht entsprechen, wenn man ihre Höhen den zugehörigen Windgeschwindigkeiten zuordnet. Die kennzeichnenden Wellenhöhen im Januar 1987 liegen rd. 25 % höher als bei vergleichbaren Windgeschwindigkeiten im Dezember/Januar 1978/79.

Die maximalen Seegangshöhen vergleichbarer Windgeschwindigkeiten überstiegen die 1978/79er Werte um rd. 40 % (s. auch Abb. 6 u. 7).

Tabelle 4. Vergleich der Seegangshöhen der Periode vom 18.–24. 12. 87 mit der Wintersturmflut 1978/79

H_s				
auslösende Windgeschwindigkeit				
V = 10 m/s m	15 m/s m	18 m/s m	20 m/s m	Jahr
~1,70	1,90	2,15	2,70	1978/79
1,90	2,30	2,80	–	1987
$H_{max.}$				
m	m	m	m	Jahr
2,40	2,65	3,00	3,40	1978/79
~3,00	3,70	4,40	–	1987
$H_{max.} / H_s$				
–	–	–	–	Jahr
1,41	1,40	1,40	1,26	1978/79
~1,60	1,60	1,57	–	1987

Vergleicht man die Windentwicklung sowie die Entwicklung der signifikanten Wellen hinsichtlich ihrer absoluten Höhen und ihrer Ganglinie (s. Abb. 7), so ist eine deutliche Ähnlichkeit in Wellenhöhe, zeitlicher Entwicklung und dem jeweils höchsten H_s festzustellen.

Die unterschiedlichen Höhen in der Aufbauphase erklären sich aus den zeitweilig wesentlich höheren Windgeschwindigkeiten des 1978/79er Ereignisses.

Abb. 6 und 7 zeigen scheinbar widersprüchliche Ergebnisse hinsichtlich des Zusammenhanges von Windgeschwindigkeit und Seegangshöhe. Der Widerspruch löst sich auf, wenn man die vorherrschenden Windrichtungen beider Ereignisse vergleicht. Sie weichen 22° bis 45° voneinander ab. Wegen der größeren ungestörten Streichlängen für Winde aus nordöstlichen Richtungen, wie sie im Januar 1987 vorherrschten, erklärt sich auch die Ausbildung der windgeschwindigkeitsspezifisch höheren Wellen gegenüber dem Ereignis vom Jahreswechsel 1978/79. Die zum Teil wesentlich höheren Windgeschwindigkeiten 1978/79 der Sturmperiode reichten gerade aus, um in etwa die gleichen absoluten Wellenhöhen aufzubauen, wie sie im Januar 1987 aufliefen.

Dieser Umstand läßt aber noch einen weiteren Schluß zu. Der bei nordöstlichen Winden mit Geschwindigkeiten von 25 bis 30 m/s im Bemessungsfall erzeugbare Seegang wird die im Januar 1987 festgestellten Seegangshöhen noch wesentlich überschreiten. Die für Windgeschwindigkeiten von 25 m/s nach dem Shore Protection Manual 1977 errechneten Wellenkennhöhen wurden bereits von einer um rd. 35 bis 40 % geringeren Windgeschwindigkeit unter vergleichbar langen mittleren Wellenperioden von 4 bis 5 Sekunden aufgebaut bzw. gemessen.

		U-Wind (m/s)			
		10	15	18	20
H_s	$\alpha_s = \frac{H_s 78/79}{H_s 87} = \frac{H_s 1}{H_s 2}$	0,89	0,83	0,77	—
H_{max}	$\alpha_{max} = \frac{H_{max} 78/79}{H_{max} 87} = \frac{H_{max} 1}{H_{max} 2}$	0,80	0,72	0,68	—

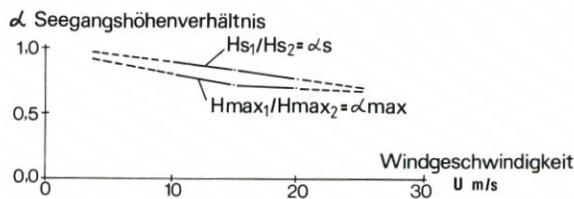
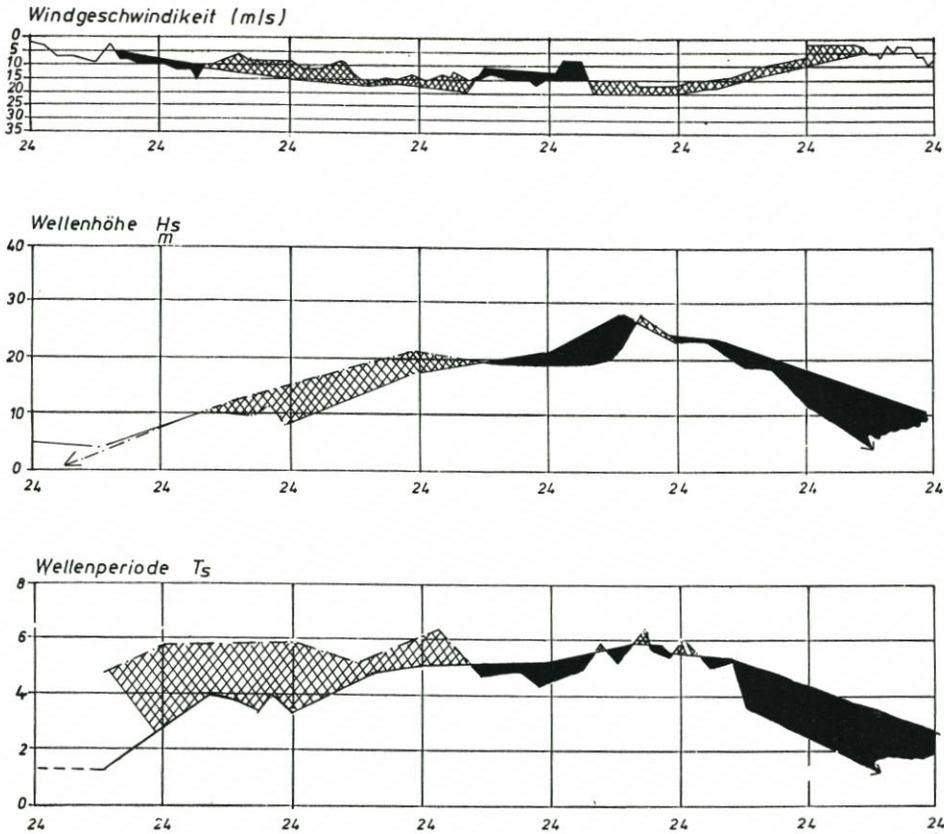


Abb. 6: Verhältnisse der Seegangshöhen vergleichbarer Windgeschwindigkeiten

An Küstenabschnitten mit ähnlich exponierter Lage und Vorstrandmorphologie wie bei der Probstei werden näherungsweise signifikante Wellen von 3,00 bis 3,20 m und H_{max} von 4,50 bis 4,80 m die tiefergelegenen Riffzonen erreichen.

Scharliegende Deckwerke mit stärker abfallender Vorstrandmorphologie (wie im Bereich Bülk) sind diesem Seegang ohne eine wesentliche wellendämpfende Wirkung des Vorstrandes ausgesetzt. Um einen Meter erhöhte Wasserstände verschieben die Brecherzone und damit den Bereich der höchsten Energieabgabe im Falle Bülk in unmittelbare Nähe des Deckwerkes.



Ganglinien

- · · · · Dez./Jan. 78/79, vom 27.12.78 0⁰⁰ Uhr bis 02.01.79 24⁰⁰ Uhr
- Jan. 87 , vom 08.01.87 0⁰⁰ Uhr bis 14.01.87 24⁰⁰ Uhr

Abb. 7: Vergleich der Seegangshöhen von Jan. 1987 mit denen vom Dez./Jan. 1978/79

Daher sind hier wohl die starken Schäden am Deckwerk durch die Sturmfluten vom Januar 1987 zu erklären.

Im Bereich der Probstei wurde zur Zeit der höheren Wasserstände (ca. NN + 1,30 m) am 12. 1. 1987 der Seegang von ca. 3,00 bis 3,50 m Höhe unmittelbar im Bereich der Bühnenköpfe bzw. innerhalb des Bühnenfeldes – ca. 10 bis 25 m vom Ufer entfernt – gebrochen (s. Abb. 8).

4.2.3 Wellenperioden

Für die Zeit vom 18. bis 24. 12. 1986 ließen sich signifikante Wellenperioden bis zu $T_s = 4,30$ Sekunden über rd. 100 Stunden feststellen. In Verbindung mit den gemessenen Seegangshöhen von $H_s = 1,60$ m kann hier auch aus der Beobachtung vor Ort festgestellt werden, daß diese langanhaltende Sturmflut für einzelne Flach- und Kliffküstenabschnitte wesentliche ausräumende Wirkung hatte. Derartige Ereignisse mit einem wohl weitgehend ausgereiften

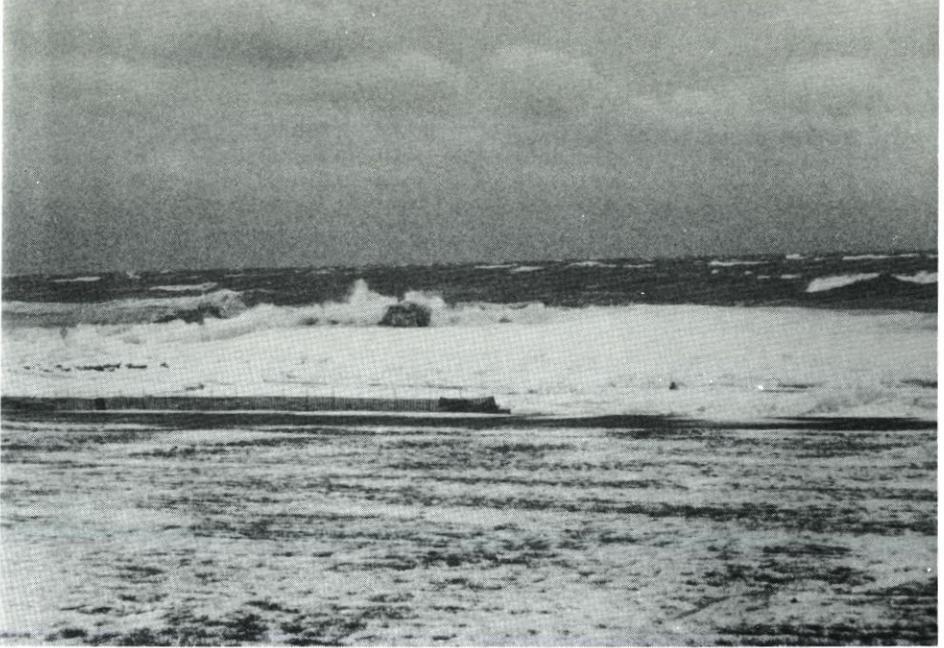


Abb. 8

Seegang (Windgeschwindigkeiten um 8 m/s) belasten jährlich häufiger die Küste und können als eine Art jährliche „Standardbelastung“ bezeichnet werden.

Eine nähere Untersuchung über die Häufigkeit ihres Auftretens und ihre Einwirkzeit erscheint notwendig, damit künftig mehr Erkenntnisse auf dem Gebiet der strandverändernden Faktoren gewonnen werden; sie ist aber im Rahmen dieses Berichtes nicht möglich.

Für die Sturmperiode vom 6. bis 15. 1. 1987 sind die signifikanten Wellenperioden in Abb. 11 dargestellt. Zur Zeit des höchsten Seeganges traten die längsten Wellenperioden mit $T_s = \text{rd. } 6$ Sekunden auf. Damit folgten die signifikanten Wellenperioden fast zeitsynchron dem Aufbau der Wellenhöhen bzw. auch der zugehörigen Windentwicklung.

Wegen der insgesamt ausgeglichener verlaufenden Windganglinie verläuft auch die Kurve der signifikanten Wellenperioden im Januar 1987 ausgeglichener als bei der Sturmflut von 1978/79 (zu beachten ist dabei die über ca. 20 Stunden um bis zu 15 m/s abfallende Windgeschwindigkeit).

Beim Vergleich beider Ereignisse (siehe Abb. 7) fällt allerdings die verhältnismäßig längere Wellenperiode in der Aufbauphase des Sturmereignisses 1978/79 auf. Diese beobachteten Wellenperioden resultieren aus den länger anhaltenden Ostwinden (NO 1987) und deuten aufgrund der sehr viel längeren Streichlängen und der größeren Windwirkdauer auf einen hinsichtlich der Wellenperiode weitgehend ausgereiften Seegang hin.

Ähnlich wie bei den festgestellten Seegangshöhen im Januar 1987 wurde auch bei den beobachteten Seegangperioden bei NO-Winden um 18 m/s eine höhere Wellenperiode festgestellt, als sie sich nach den Berechnungen gemäß Shore Protection Manual 1977 bei Windgeschwindigkeiten von 20 m/s ermitteln läßt.

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, daß Seegangsuntersuchungen bei Sturmfluten dieser Größenordnung wichtig und fortzuführen sind, damit besser abgesicherte Ansätze des Bemessungsseeganges gewonnen werden.

4.2.4 Belastungsrichtung des Seeganges

Während der Sturmperiode vom 18. bis 24. 12. 1986 traf Seegang aus nordöstlicher Richtung auf die Küstenbereiche von etwa Dänisch-Nienhof bis Fehmarn in der oben dargestellten Größenordnung.

Während die Seegangenergie durch „Beugungseffekte“ in den Bereichen

- Dänisch-Nienhof bis Stohl
- Stakendorf bis Sehlendorf
- Schwansen
- Eckernförder Bucht
- Kieler Förde

mäßig bis stark abgemindert wurde, konnte sie sich fast ohne Abminderung durch „Beugung“ in den flacher gelegenen Vorstrandbereichen (Höhenlage der Vorstrandbereiche ca. NN 1 m bis 1,50 m) auswirken, und zwar in den Abschnitten

- Surendorf bis Dänisch-Nienhof
- Laboe bis etwa Stakendorf
- Sehlendorf bis etwa Heiligenhafen
- weite Bereiche der Nordküste Fehmarns.

Im Bereich der Probstei wurde die ausräumende Wirkung auf Strand und Vorstrand während dieses Ereignisses unmittelbar beobachtet.

Zwischen dem 6. und dem 15. 1. 1987 traf ein wesentlich stärkerer Seegang aus Nordost auf die Küste. Aufgrund der Richtung der einlaufenden Wellen konnte dieser Seegang (Größenordnung im Bereich der Probstei s. Abschnitt 4.2.2 und 4.2.3) fast ohne wesentliche Energieverluste durch z. B. Beugungseffekte orthogonal die Küstenabschnitte

- Schleimünde bis Gelting
 - Surendorf bis Bülk
 - Schilksee/Strände
 - Laboe bis Sehlendorf
 - Nordküste Fehmarn
 - Großenbrode bis Dahme
 - innere Lübecker Bucht
- erreichen.

Aufgrund des stärkeren Seegangs, aber auch wegen des höher aufsteigenden Wasserstandes während dieser Zeit brachen die Wellen nicht nur über den ähnlich hoch gelegenen Vorstrand(Riff-)bereichen, sondern gelangten auch z. B. in Bereiche mit tiefergelegenen Vorstränden, wie bei Strande, bis kurz vor die Uferbefestigungen und brandeten dort aus. Im Bereich der Probstei vor Kalifornien brach der Seegang an den T-Buhnen und im inneren Bühnenfeld.

4.3 Eisbildung

Die Seegangenergie gelangte in der Sturmperiode vom 6. bis 14. 1. 1987 in einigen Bereichen nicht zu ihrer vollen Wirkung, weil z. B. in den Bühnenfeldern der Probstei ab dem 10. 1. 1987 eine sich verstärkende Eisbildung zu beobachten war, trotz des auflaufenden Seeganges.

Während der Zeiten des stärksten Seeganges dämpfte eine bis ca. 40 m vor die Uferlinie reichende Grieseisschicht den Seegang derart, daß er trotz 2-3 m hoher Wellen ohne Wirkung auf den Strand und die Deckwerke blieb. Dieser Vorgang wurde am 12. 1. 1987 mit einem

Videogerät vom Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten Schleswig-Holstein aufgezeichnet. Eine ähnliche Wirkung konnte bei dieser Sturmflut an vielen Küstenabschnitten, z. B. von Laboe bis Sehlendorf, beobachtet werden.

Nur wenige Bereiche lagen nicht im Schutz des seegangsdämpfenden Eises. Dieses traf für Teile der Schwansener Küste, für die Südseite der Eckernförder Bucht bis Strande oder die Küste südlich von Schilksee zu und erklärt auch die starken Beschädigungen am Deckwerk vor der Klärwerkszufahrt in Bülk, Gemeinde Strande.

Die an der Temperaturmeßstelle der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung in Travemünde festgestellten Wassertemperaturwerte unterschreiten die Null-Grad-Grenze am 10. 1. 1987 erstmalig und bleiben den ganzen Januar über unter 0°C (s. Abb. 9). Damit deckt sich die Beobachtung zur Eisbildung mit den o. a. Temperaturangaben.

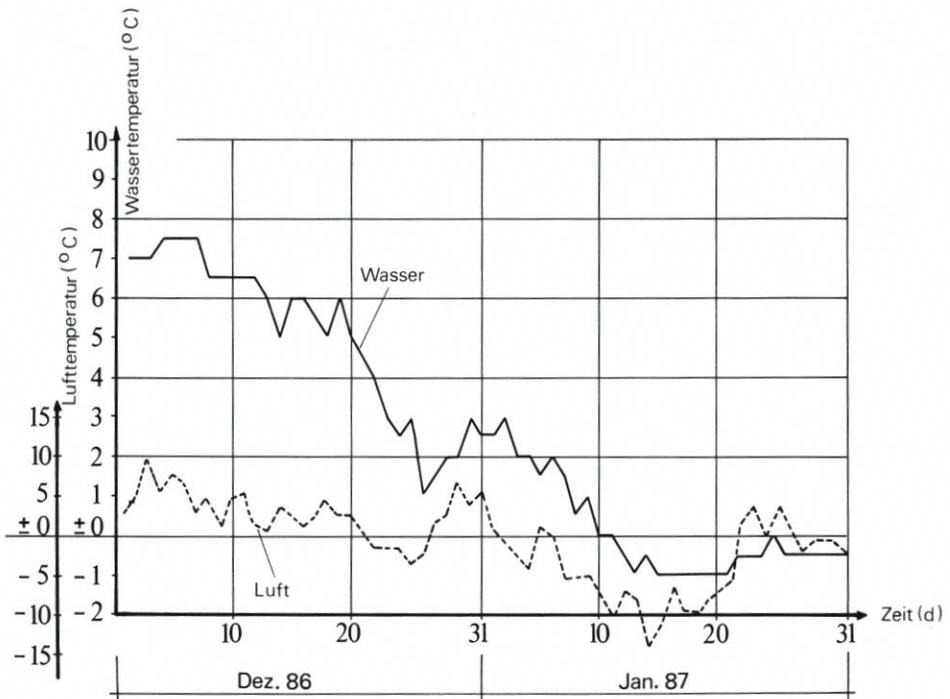


Abb. 9: Temperaturmessung an der Meßstelle Travemünde. Meßtiefe: 0,5 m unter dem jeweiligen WSP

Auswirkungen der Januar-Sturmflut 1987 auf den Sedimenthaushalt des Strand- und Vorstrandbereiches vor der Probsteiküste

Von KLAUS SCHWARZER

Zusammenfassung

Unmittelbar nach dem strengen Eiswinter 1986/87 erfolgte im April 1987 im Strand- und Vorstrandbereich der Probsteiküste eine sedimentologische Bestandsaufnahme, um die Auswirkungen der Januar-Sturmflut des gleichen Jahres zu dokumentieren.

Eine für diesen Küstenabschnitt von KÖSTER (1979) angenommene allmähliche Verarmung an Feinsand konnte bestätigt werden. Unter Zugrundelegung aller bisherigen sedimentologischen Untersuchungen ergab sich für das riffaufbauende Sandmaterial die bisher geringste festgestellte Flächenbedeckung. Grobsand-, Kies- und Steinflächen hatten sich gegenüber älteren Bestandsaufnahmen über größere Areale ausgedehnt.

Summary

Immediately following the very severe 1986/87 "ice winter", a sedimentological inventory of the beach and nearshore area was taken in April 1987 in order to document the effects of the January storm surges on the coastal zone.

For the nearshore area, a reduction in fine sand, as postulated by KÖSTER (1979), could be confirmed. Considering all of the previous sedimentological studies, sands typically found in sand bars showed the lowest areal covering to date. Coarse sand, gravel and stone showed a greater covering of the sea bottom than found in older surveys.

Inhalt

1. Einleitung	31
2. Geologische Entwicklung des Untersuchungsraumes	32
3. Strand- und Vorstrandentwicklung, dargestellt in Vermessungsprofilen	32
4. Sedimentverteilung im Untersuchungsgebiet	36
5. Entwicklung des Untersuchungsraumes seit 1976	40
6. Schriftenverzeichnis	43

1. Einleitung

Im Rahmen eines an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste vor und begleitend zu den Baumaßnahmen für die Errichtung des Landesschutzdeiches vor der Probstei durchgeführten, langjährigen wissenschaftlichen Untersuchungsprogrammes gelang es in den Jahren 1975–1979, ein umfangreiches, einzigartiges Datenmaterial zu gewinnen und auszuwerten (Mitt. d. Leichtweiß Inst., Heft 65, 1979).

Durch die im Januar 1987 auflaufende Ostsee-Sturmflut, deren hydrologische Kennwerte dem Hochwasserereignis zur Jahreswende 1978/79 entsprachen (EIBEN, 1989), bestand die

Möglichkeit, seitens der Sedimentologie gemachte Schlußfolgerungen (BRESSAU u. SCHMIDT, 1979; KACHHOLZ, 1984; KÖSTER, 1979) zu überprüfen und gegebenenfalls zu ergänzen.

Die in den folgenden Ausführungen interpretierten Daten stammen im wesentlichen aus einem Meßprogramm, das begleitend zu stranderhaltenden Maßnahmen vom Amt für Land- und Wasserwirtschaft Kiel in Zusammenarbeit mit dem Geologisch-Paläontologischen Institut der Universität Kiel durchgeführt wurde. Beiden Institutionen sei an dieser Stelle für die Unterstützung bei der Geländearbeit – hier im besonderen der wissenschaftlichen Tauchgruppe der Universität Kiel – sowie für das Überlassen von Karten- und Datenmaterial gedankt.

2. Geologische Entwicklung des Untersuchungsraumes

Der geologische Aufbau der Probstei (Abb. 1 u. 2) einschließlich des küstennahen Seegrundes ist durch die Untersuchungen von BRESSAU u. SCHMIDT (1979), DIETHELM u. PITZKA (1987), GUENTHER et al. (1952), KACHHOLZ (1982, 1984), KÖSTER (1979), KÖSTER u. SCHWARZER (1988) und WERNER (1979) weitgehend geklärt. Danach ist das im östlichen Teil der Kieler Außenförde gelegene Arbeitsgebiet durch eine flach nach Norden unter Salzwiesen und Mooren abtauchende pleistozäne Landoberfläche geprägt.

Die sowohl im Westen als auch im Osten jeweils durch ein Kliff begrenzte Salzwiesenniederung wird durch neun bis zu 25 Meter Tiefe hinabreichende und sich bis zu drei Kilometer weit in das Hinterland erstreckende Rinnen zergliedert (BRESSAU u. SCHMIDT, 1979; DIETHELM u. PITZKA, 1987). Im Laufe der postglazialen Transgression kam es in diesen Vertiefungen durch Grundwasserrückstau zu Torfbildungen, in die gelegentlich marine Sedimente eingeschaltet sind. WERNER (1979) konnte diese Rinnen im Bereich des Seegrundes vor der Probstei mehrere Kilometer weit verfolgen.

Durch kontinuierliche, über einen Zeitraum von mehreren Jahren durchgeführte Beprobungen und Beobachtungen beschrieb und deutete KÖSTER (1979) zum einen kurzfristige, durch extreme Wetterlagen hervorgerufene Sedimentumlagerungen; zum anderen war es ihm aufgrund des Datenmaterials möglich, geologisch-morphologische Entwicklungstendenzen für dieses Gebiet abzuleiten.

Danach befindet sich im Vorstrandbereich des Mittelabschnittes vor der Probsteiküste – ungefähr zwischen DK¹ 8.2 bis DK 8.6 (Abb. 2) – eine markante geologische Grenze. Sie äußert sich in einer langsam von Ost nach West fortschreitenden Erosionsfront, die längerfristig ein zunehmendes Sanddefizit in diesem Bereich bewirken könnte.

3. Strand- und Vorstrandentwicklung, dargestellt in Vermessungsprofilen

Die Abbildung 3 zeigt für sechs Profile aus dem Untersuchungsraum den Vergleich fünf zeitlich verschiedener Vermessungen seit 1954. Begründet durch unterschiedliche Arbeitstechniken und Pegelaufzeichnungen ist für die Gegenüberstellung der ältesten bathymetrischen Aufnahme von 1954 mit denen jüngerer Darstellungen (seit 1977) eine Differenz von mindestens 25 cm erforderlich, um eindeutige Aussagen über morphologische Änderungen machen zu können. Für den Vergleich der Küstenpläne ab 1977 liegt eine Differenz von mehr

¹ DK = Deichkilometer

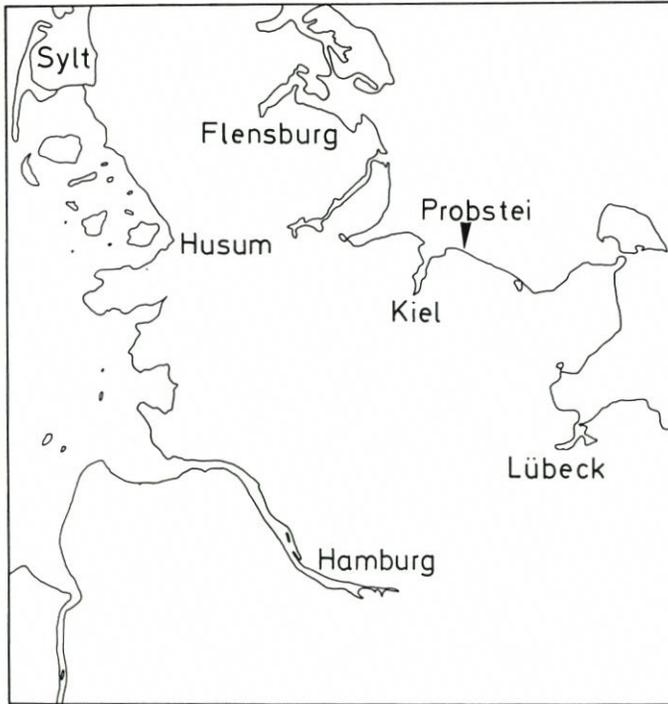


Abb. 1: Lage des Untersuchungsgebietes

als 15 cm außerhalb der Fehlergrenzen, so daß diesen Wert überschreitende Niveauunterschiede als reale morphologische Veränderungen anzusehen sind (EIBEN u. MÖLLER, 1979). Danach lassen sich bezüglich der jüngsten Vermessung von 4/87 folgende Tendenzen ableiten:

In den drei westlichen Profilen (DK 7.55–DK 7.97) zeigt das Riff zwischen 150 m–200 m Uferentfernung gegenüber früheren Jahren eine relativ stabile Lage mit Ausnahme einer Reduzierung im Höhenniveau des Profiles DK 7.76. Der Riffkörper weist hier eine der Vermessung von 1979 entsprechende Höhe auf. War jedoch die damalige Tieferverlegung der Barre auf eine durch die Silvester-Sturmflut 1978/79 bedingte Verteilung des Sandmaterials über ein größeres Areal zu erklären (KÖSTER, 1979), so trifft dieses für die Ergebnisse der Vermessung 4/87 nicht zu. Sowohl lee- als auch luvseitig der Akkumulationszone zeigt die bathymetrische Aufnahme das tiefste jemals erreichte Niveau an. Taucher der wissenschaftlichen Tauchgruppe der Universität Kiel beobachteten am Seegrund freiliegenden anstehenden Geschiebemergel, so daß eine mit der Verflachung des Riffes einhergehende küstennormale Ausbreitung des Sandmaterials über eine größere Seegrundfläche für diesen Bereich auszuschließen ist.

Der Meeresboden östlich DK 7.97 weist nach der jüngsten Vermessung keine Riffstrukturen auf. Über große Bereiche der Profile bildet die Linie der bathymetrischen Aufnahme 4/87 die Basis der jeweiligen Kurvenschar. Ausnahme sind jedoch die ufernahen Bereiche, in denen, bedingt durch die jüngsten Deichbaumaßnahmen, die Strandlinie seewärts vorverlegt wurde.

Obwohl die eingangs erwähnten und für gesicherte Aussagen nötigen 15 cm Differenz zwischen den unterschiedlichen Vermessungen nur für wenige Bereiche erreicht werden,

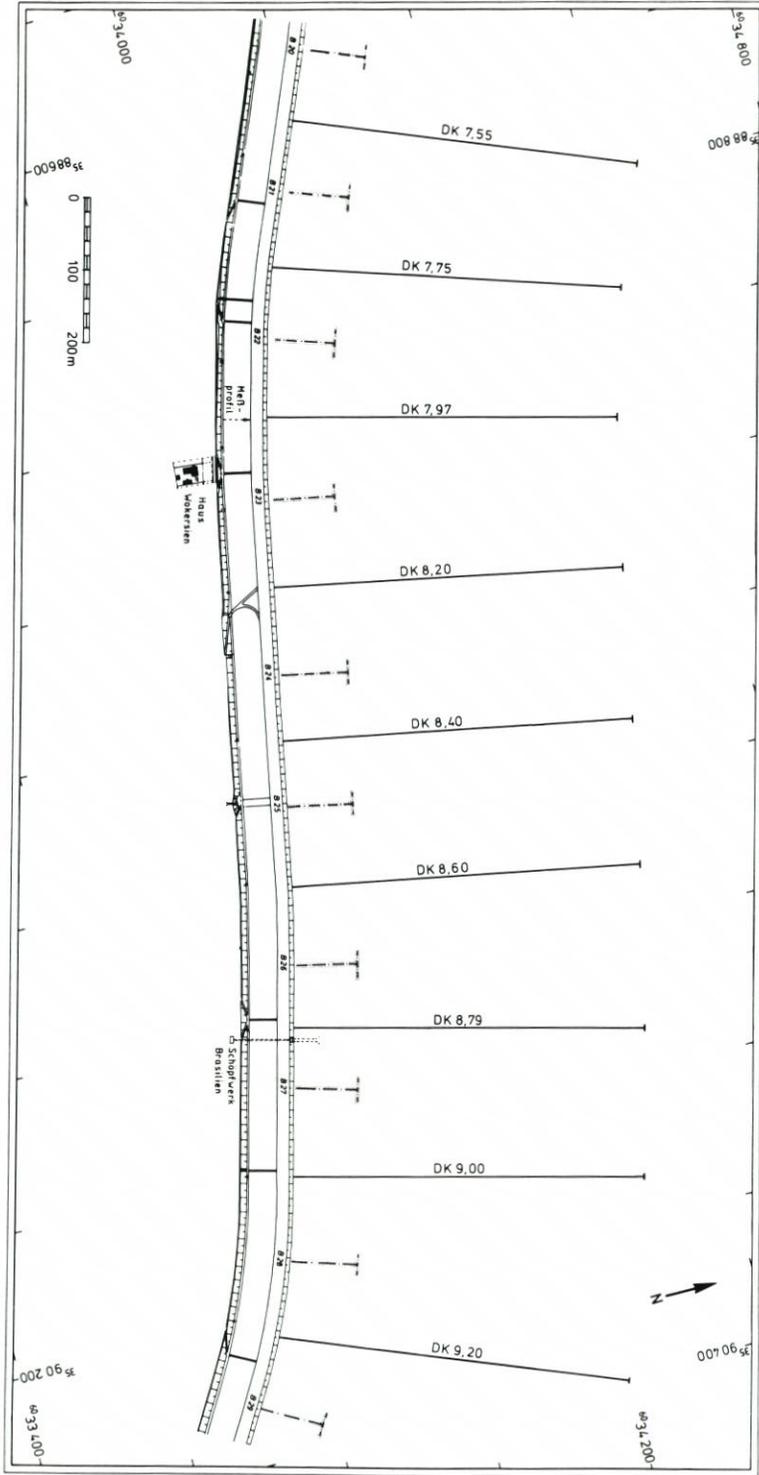


Abb. 2: Lage der Beprobungsprofile

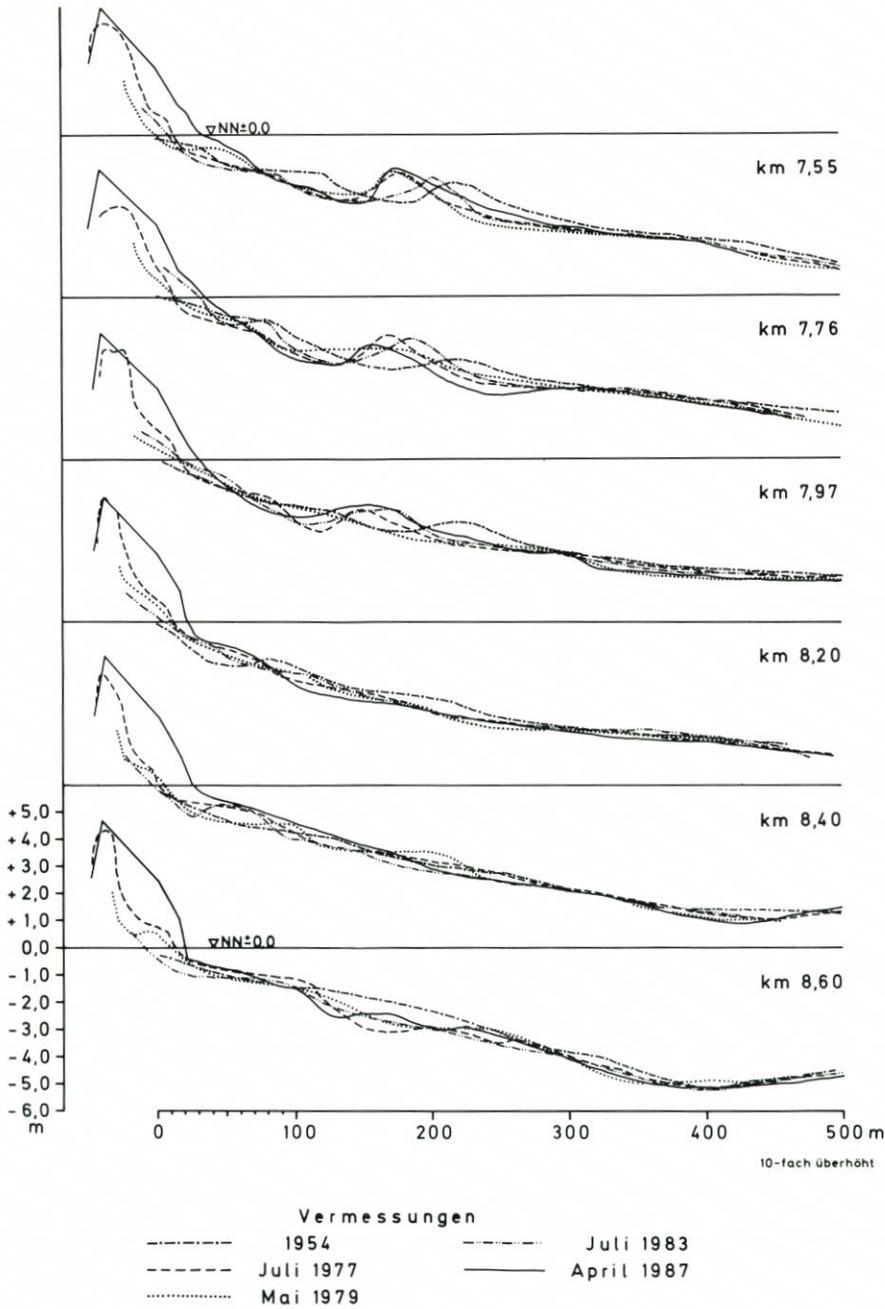


Abb. 3: Verschiedene Vermessungen aus dem Zeitraum von 1954-1987

zeigen die direkten Beobachtungen durch Taucher, daß über große Gebiete die Vermessung 4/87 dennoch das bis zu diesem Zeitpunkt niedrigste jemals erreichte Seegrundniveau darstellt.

4. Sedimentverteilung im Untersuchungsgebiet

Die in der Abbildung 4 dargestellten Korngrößendiagramme zeigen die Sedimentverteilungen für neun küstennormale Profile aus dem Vorstrandbereich von DK 7.55 im Westen bis DK 9.21 im Osten.

Der Datenhintergrund erschließt sich aus ca. 300 Sedimentproben, die mittels eines Backengreifers vom Boot aus oder mit Stechkästen durch Taucher der wissenschaftlichen Tauchgruppe der Universität Kiel entnommen wurden.

Die Einteilung nach DIN 4188 in Feinsand, feiner Mittelsand, Grobsand, Kies und Steine erfolgte, um die Ergebnisse dieser Untersuchung mit den Auswertungen früherer Jahre (KÖSTER, 1979) vergleichen zu können.

Der zentrale Teil des Arbeitsgebietes umfaßt nach KÖSTER (1979) ein Sedimenttrennungsgebiet. Es äußert sich darin, daß im östlichen Teil zwei schwache Riffstrukturen vorherrschen, deren innere Barre mit Medianwerten zwischen 0.160 mm bis 0.250 mm für diesen Küstenabschnitt als „grob“ einzustufen ist; die äußere Barre mit Medianwerten < 0.180 mm kann im Gegensatz dazu als „fein“ bezeichnet werden.

Westlich DK 7.70 kehrt sich dieser Sachverhalt um. Das innere Riff bleibt zwar in seiner Kornzusammensetzung gleich, als äußere Barre ist aber jetzt eine Sandakkumulation mit mittleren Korndurchmessern zwischen 0.250 mm bis 0.350 mm – also wesentlich größerem Material – zu beobachten. Ein in der Sedimentzusammensetzung dem äußeren Riff des östlichen Untersuchungsabschnittes entsprechendes Material liegt als Feinsandschleier in der Übergangszone zwischen Riffuß und Abrasionsfläche.

Die Vermessung und Beprobung vom April 1987 zeigt gegenüber diesen früheren Untersuchungen ein verändertes Bild. Im Westteil besteht die Riffzone nunmehr aus nur einer Barre (Profile 7.55, 7.76 und 7.95). Von Profil 8.20 nach Osten ist die Riffzone nicht mehr nachweisbar. Lediglich die Profile 8.79 und 9.21 zeigen die Andeutung eines erneut einsetzenden schwachen Riffsystems (Abb. 3 u. 5).

In der Abbildung 4 ist die Sedimentzusammensetzung für die neun küstennormalen Profile des Untersuchungsraumes dargestellt. Allen Diagrammen ist eine Feinsandakkumulation (< 0.200 mm) im ufernahen Bereich gemeinsam. Obwohl morphologisch nicht immer eine Barre vorhanden ist, entspricht das Material in seiner Sedimentzusammensetzung Riffsanden (KACHHOLZ, 1982). Eine Unterscheidung zwischen innerem und äußerem Riff – wie sie in früheren Untersuchungen möglich war (KACHHOLZ, 1982; KÖSTER, 1979) – ist aber weder morphologisch noch korngrößenstatistisch nachweisbar.

Der Mittelabschnitt des Untersuchungsgebietes (Profile 8.20, 8.40, 8.60 und 9.00) zeichnet sich durch ein starkes Überwiegen der Fraktion > 0.630 mm aus (s. hierzu auch Tab. 1). Sowohl Sedimentproben als auch Beobachtungen von Tauchern zeigten, daß der Seegrund oftmals nur durch eine dünne Grobsand-Kiesauflage bedeckt ist. Stellenweise liegt der Geschiebemergel völlig frei, lediglich bedeckt von einigen größeren Steinen. In Oszillationsrippelfeldern steht in den Tälern ebenfalls häufig freiliegender Geschiebemergel an. Die gleichen Beobachtungen wurden in einigen Bereichen der zwischen Strand und Riff liegenden Rinne gemacht.

Ist das Riffsystem morphologisch in einigen Profilen überhaupt nicht mehr vorhanden, so erfährt auch das diese Strukturen widerspiegelnde Sediment eine starke räumliche Ein-

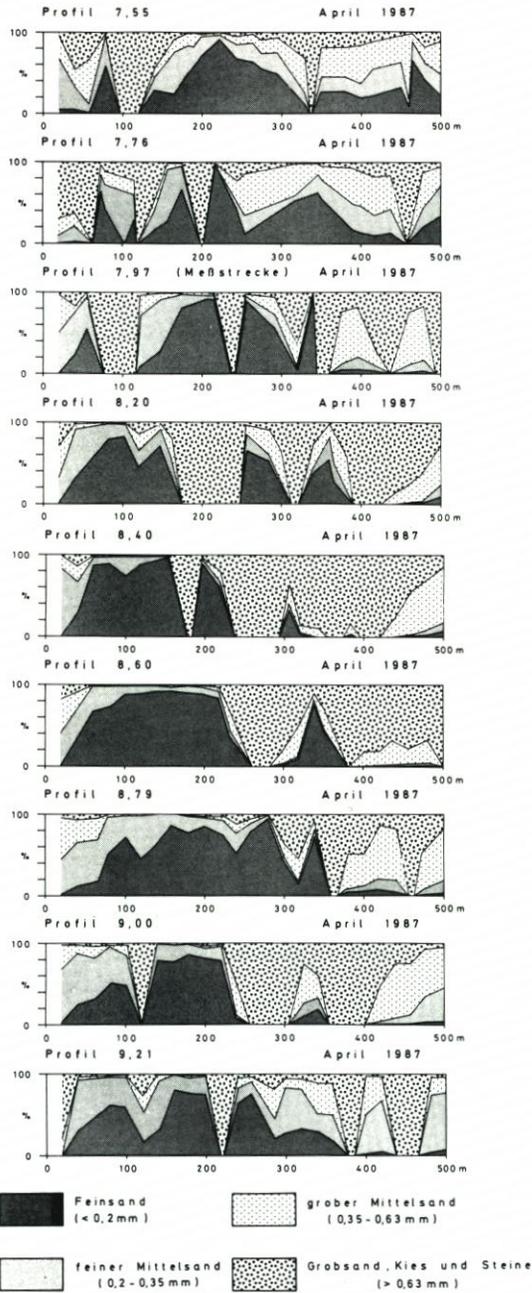


Abb. 4: Sedimentverteilung in neun küstennormalen Profilen. Aufnahme im April 1987

schränkung. Besonders deutlich wird dies in den Darstellungen der Bereiche DK 8.20 und DK 8.40. Feinsande sind hier nur noch in einem schmalen, ufernahen Streifen in geringfügigen Mengen anzutreffen.

In der Tabelle 1 sind die prozentualen Anteile der vier Sedimentgruppen innerhalb der einzelnen Profile aufgelistet. Die Zahlenwerte wurden durch Planimetrieren der entsprechenden Flächen ermittelt. Der rechte Teil der Tabelle zeigt – bezogen auf den Feinsand – die Flächenverhältnisse der Sedimentgruppen untereinander.

Tabelle 1: Aprilbeprobung 1987 – Vergleich der %-Anteile bestimmter Sedimentgruppen in verschiedenen Profilen

ä - Anteil am Gesamtsediment

Datum/ Profil (Deichki- lometer)	a	b	c	d				
	Feinsand < 0,200mm	feiner Mittel- sand 0,200 mm - 0,350 mm	grober Mittel- sand 0,350 mm - 0,630 mm	Grobsand, Kies und Steine > 0,630 mm	a	b	c	d
April 87 DK 7.55	34.7	21.1	21.1	23.1	1	0.61	0.61	0.67
April 87 DK 7.76	26.5	22.0	23.9	27.6	1	0.83	0.90	1.04
April 87 DK 7.97	27.8	15.5	17.3	39.4	1	0.56	0.62	1.42
April 87 DK 8.20	25.7	12.9	14.0	47.7	1	0.50	0.54	1.84
April 87 DK 8.20	25.7	12.9	14.0	47.7	1	0.50	0.54	1.84
April 87 DK 8.40	30.3	7.1	10.9	51.7	1	0.23	0.36	1.71
April 87 DK 8.60	38.7	7.9	10.8	42.6	1	0.20	0.28	1.10
April 87 DK 8.79	40.4	19.7	18.3	21.6	1	0.49	0.45	0.53
April 87 DK 9.00	26.1	17.4	16.8	39.7	1	0.67	0.64	1.52
April 87 DK 9.20	33.1	32.0	11.1	23.8	1	0.97	0.34	0.72

Die Verarmung an feinen Sedimentanteilen gewinnt im Mittelabschnitt besonders an Bedeutung. In den Profilen DK 8.20 und DK 8.40 bestehen 47 % bzw. 51 % der Oberflächensedimente des küstennahen Seegrundes aus Material, dessen Korndurchmesser größer als 0.630 mm ist. Das Flächenverhältnis von riffaufbauendem Feinsand zu Grobsand, Kies und Steinen erreicht Werte bis zu 1 : 1.84. Ein Vergleich mit früheren Untersuchungen (Abb. 7 u. 8, Tab. 2; mit dem Bau des neuen Deichabschnittes wurde die Kilometrierung geringfügig geändert: alt 7.95 = neu 7.97) zeigt hingegen, daß ein „gesunder“ Vorstrandbereich dieses Küstenabschnittes in einer Uferentfernung bis zu 500 m ein charakteristisches Überwiegen des Feinsandes gegenüber „gröberen“ Fraktionen aufwies. Nach neueren Untersuchungen

unterlag also dieser Küstenabschnitt im Frühjahr 1987 in einigen Bereichen einem hohen Defizit riffaufbauenden Materials.

In der Abbildung 5 ist für einige ausgewählte Profile zu jeder Sedimentprobe neben dem Entnahmeort innerhalb des morphologischen Profils auch die zugehörige Korngrößen-Häufigkeitsverteilung dargestellt. Größere Abstände in der Abfolge der Kurven beruhen darauf, daß der Seegrund in diesen Bereichen lediglich aus freiliegendem Geschiebemergel bestand bzw. nur eine dünne Sedimentbedeckung, bestehend aus Grobsand, Kies und Steinen, vorhanden war. Die Menge des mit dem Backengreifer entnommenen Sedimentes war daher für eine statistische Auswertung nicht ausreichend.

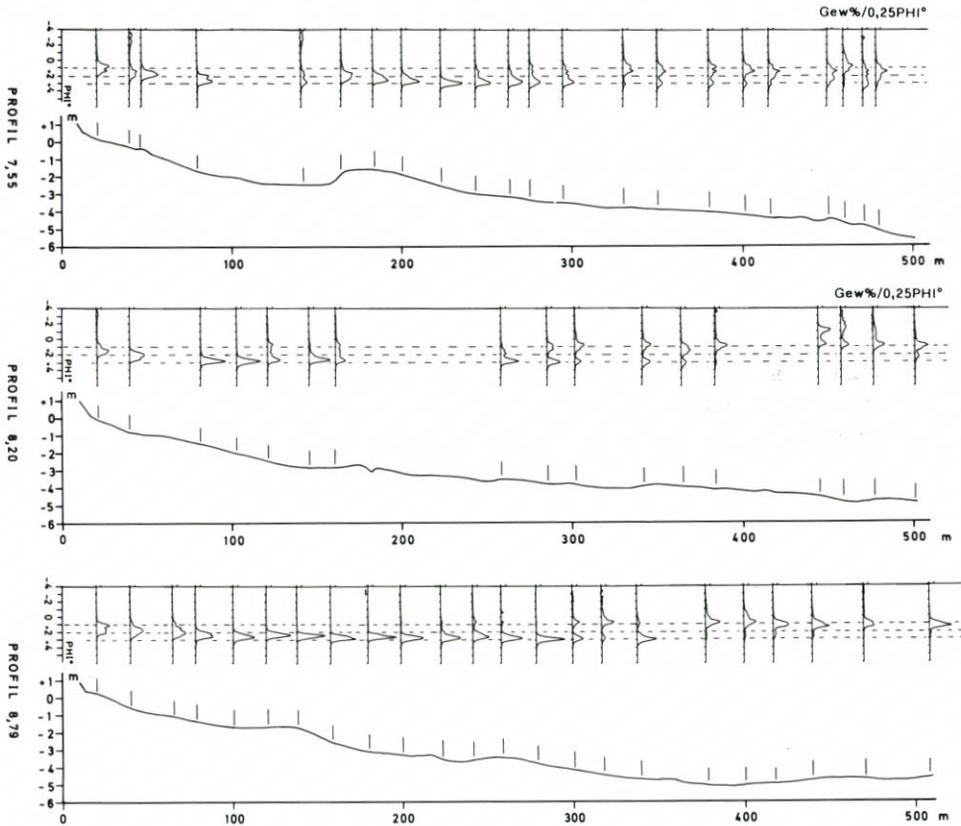


Abb. 5: Korngrößen-Häufigkeitsverteilungen der Sedimentproben in den Profilen DK 7.55, DK 8.20 und DK 8.79

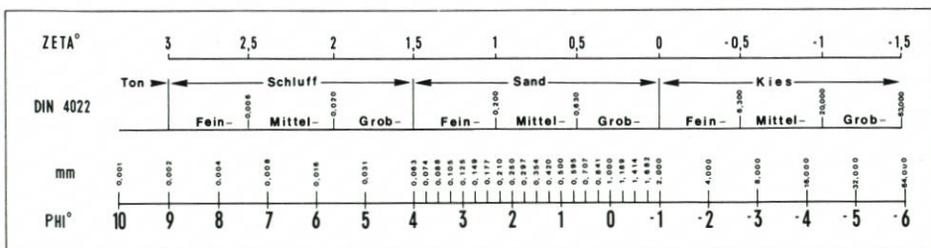


Abb. 6: Vergleichender Korngrößenmaßstab

Jeweils auffallend im Profilabschnitt zwischen 200 m–300 m ist ein markanter Unterschied in der Ausbildung der Korngrößen-Häufigkeitsverteilungen des jeweiligen Probenmaterials. In diesem Bereich mischen sich sehr unterschiedliche Sedimentgruppen, deren eine mit Modalwerten um $+3 \text{ PHI}^\circ$ (0.125 mm, vgl. Abb. 6) den Riffbereich repräsentiert, hingegen die andere Gruppe mit Modalwerten um $+1 \text{ PHI}^\circ$ (0.500 mm) der Abrasionsfläche zuzuordnen ist. Im Überschneidungsbereich dieser beiden Sedimentgruppen sind die Kurven deutlich bimodal ausgeprägt. Anhand dieser Darstellung ist die Grenze der seewärtigen Ausbreitung des Riffmaterials klar nachweisbar.

Bei näherer Betrachtung der einzelnen Darstellungen zeigt sich, daß die Sedimentgruppe, deren Modalwert um $+1 \text{ PHI}^\circ$ schwankt, scheinbar von Nordosten her langsam auf den Mittelabschnitt der Küste zuwandert. Dieses Vorrücken der bimodalen Kurven gegen die Uferlinie ist mit der von KÖSTER (1979) postulierten, langsam von Ost nach West fortschreitenden Erosionsfront in einem direkten Zusammenhang zu sehen. Sie erscheint nach dem Sturmereignis im Vergleich zu früheren Untersuchungen weiter nach Südwesten vorgerückt.

5. Entwicklung des Untersuchungsraumes seit 1976

In den Abbildungen 7 und 8 sowie in der Tabelle 2 ist für zwei ausgewählte Profile die Entwicklung des Sedimenthaushaltes seit 1976 dargestellt. Die Ergebnisse bis Juni 1979 basieren auf den Untersuchungen von KÖSTER (1979, 1982). Während es ihm durch Wiederholungsbeprobungen in relativ kurzer zeitlicher Abfolge darauf ankam, kurzfristige Veränderungen – vornehmlich nach Extremereignissen – aufzuzeigen, läßt sich unter Einbeziehung dieser hier vorliegenden Beprobung der bereits erwähnte Trend für die Entwicklung dieses Gebietes untermauern. Die Beobachtungen zeigen deutlich, daß im Mittelabschnitt Feinmaterial zugunsten größerer Fraktionen verarmt.

Sowohl aus der Abbildung 7 als auch aus der Tabelle 2 ist ersichtlich, daß das Verhältnis von Feinsand zu Grobsand, Kies und Steinen im Gegensatz zu den früheren Untersuchungen nie derart hohe Werte zugunsten des Grobmaterials annahm, wie in der Aprilbeprobung 1987. Durch die vorliegenden Ergebnisse wird daher die Vermutung bestärkt, daß sich diese Entwicklung stetig und noch forciert durch Sturmereignisse fortsetzt.

Auffallend ist weiterhin die schon im Oktober 1978 festgestellte, sehr deutliche Verbreiterung der Rinne zwischen Strand und Riff. Im April 1987 hat dieser Bereich ebenfalls die bis zum jetzigen Zeitpunkt größte Ausdehnung erreicht.

Die Kornverteilungsdiagramme des Profils DK 9.20 deuten im April 1987 auf ein abweichendes Bild gegenüber älteren Sedimentaufnahmen hin. Das riffaufbauende Material ist durch das Sturmereignis vom Januar 1987 im Gegensatz zu früheren Zeitpunkten über ein größeres Gebiet verteilt. Die Riffzone wirkt etwas „entzerrt“. Derartige, auf Extremereignisse zurückzuführende Auswirkungen auf die Sedimentverteilung hat KÖSTER (1979) häufig beobachtet. Die Materialbilanz der riffbildenden Feinsande ist aber im Profil DK 9.20 über den betrachteten Zeitraum hinweg ausgeglichen.

Tabelle 2: Beprobungen September 1976–April 1987. Vergleich der %-Anteile bestimmter Sedimentgruppen innerhalb der Profile DK 7.97 und DK 9.21

* - Anteil am Gesamtsediment

Datum/ Profil (Deichki- lometer)	a	b	c	d				
	Feinsand < 0,200mm	feiner Mittel- sand 0,200 mm - 0,350 mm	grober Mittel- sand 0,350 mm - 0,630 mm	Grobsand, Kies und Steine > 0,630 mm	a	b	c	d
Sept. 76 DK 7.97	45.4	27.4	8,3	18.9	1	0.60	0.18	0.42
Juli 77 DK 7.97	39.3	21,8	13,8	26.1	1	0.55	0.35	0.66
Sept. 77 DK 7.97	39.7	21.6	10.8	27.9	1	0.54	0.27	0.70
Mai 78 DK 7.97	38.5	14.7	16.7	30.1	1	0.38	0.43	0.78
Okt. 78 DK 7.97	39.8	22.1	16.7	21.4	1	0.55	0.42	0.54
April 87 DK 7.97	27.8	15,5	17,3	39.4	1	0.56	0.62	1.42
Juni 76 DK 9.20	29.5	31,0	20.2	19.3	1	1.05	0.68	0.65
Juni 77 DK 9.20	30,9	17,7	7.9	43.5	1	0.57	0.26	1.41
April 87 DK 9.20	31,9	29,7	13.0	25.4	1	0.93	0.41	0.80

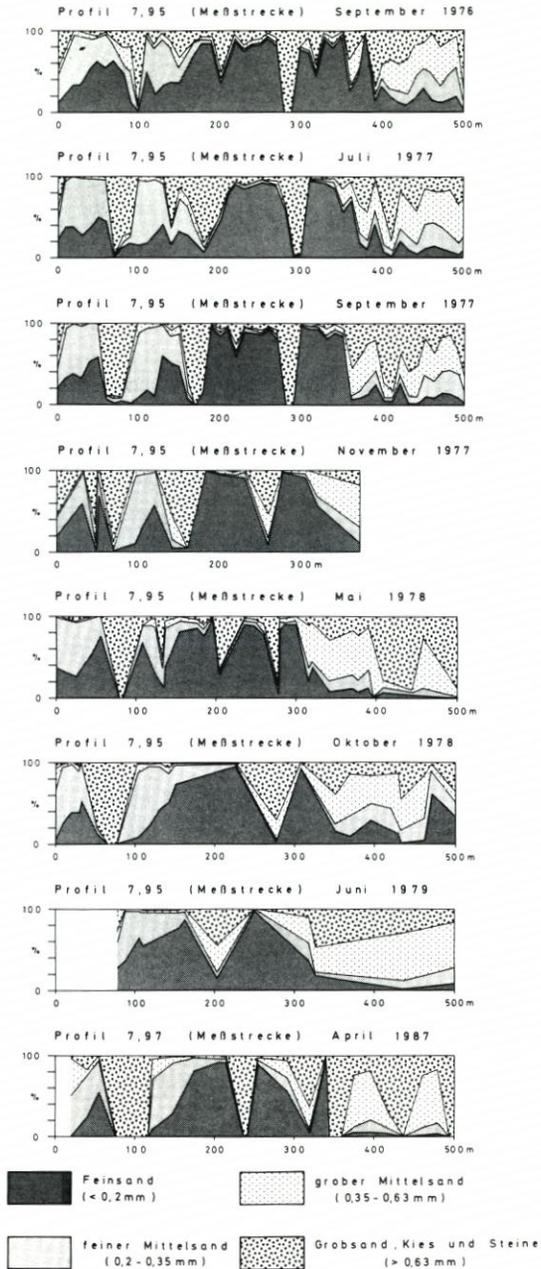


Abb. 7: Entwicklung der Sedimentverteilung in dem Profil DK 7.95 (Meßstrecke) von 1976–1987

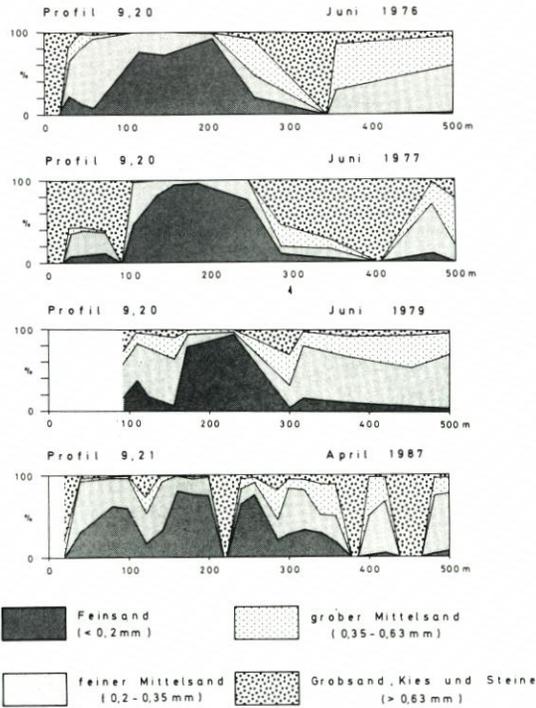


Abb. 8: Entwicklung der Sedimentverteilung in dem Profil DK 9.20 von 1976-1987

6. Schriftenverzeichnis

- BRESSAU, S. u. SCHMIDT, R.: Geologische Untersuchungen zum Sedimenthaushalt an der Küste der Probstei und erste Erkundungen zur Sandgewinnung in der westlichen Ostsee. – Mitt. d. Leichtweiß Inst. d. TU Braunschweig, H. 65, 1979.
- DIETHELM, R. u. PITZKA, H.: Zur geologischen Entwicklung an der Probstei-Küste (Schleswig-Holstein). – Meyniana 39, 1987.
- EIBEN, H.: Wind, Wasserstände und Seegang während der Sturmperioden an der Ostsee im Winter 1986/87. – Küste, H. 50, 1989.
- EIBEN, H. u. MÖLLER, M.: Zur quantitativen Erfassung von morphologischen Änderungen im Küstenvorfeld der Ostsee. – Mitt. d. Leichtweiß Inst. d. TU Braunschweig, H. 65, 1979.
- GUENTHER, E. W., SCHÜTTRUMPF, R., NOBIS, G. u. RADDATZ, K.: Frühgeschichtliche Moorfundamente von Barsbek (Kreis Plön). Fundumstände und Geologie des Moores und seiner Umgebung. – Meyniana 1, 1952.
- KACHHOLZ, K.-D.: Statistische Bearbeitung von Probandaten aus Vorstrandbereichen sandiger Brandungsküsten mit verschiedener Intensität der Energieumwandlung. – Diss. Geol. Inst. d. Univ. Kiel, 1982.
- KACHHOLZ, K.-D.: Vergleich einiger sandiger Brandungsküsten Schleswig-Holsteins. – Meyniana 36, 1984.
- KÖSTER, R.: Die Sedimente im Küstengebiet der Probstei. – Ein Beitrag zu Sedimenthaushalt und Dynamik von Sandriffen und Abrasionsfläche. – Mitt. d. Leichtweiß Inst. d. TU Braunschweig, H. 65, 1979.
- KÖSTER, R.: Bericht über die geologischen Untersuchungen an der Küste der Probstei, Teil I, Bestandsaufnahme. – Geol. Inst. d. Univ. Kiel (unveröff.), 1982.
- KÖSTER, R.: Bericht über die geologischen Untersuchungen an der Küste der Probstei, Teil II, Veränderungen 1976-1979. – Geol. Inst. d. Univ. Kiel (unveröff.), 1983.

- KÖSTER, R. u. SCHWARZER, K.: Geologische Untersuchungen zur Sandvorspülung vor der Probstei/Ostsee. Untersuchungszeitraum: 4/87 bis 6/88. – Geol. Inst. d. Univ. Kiel (unveröff.), 1988.
- WERNER, F.: Die Sedimentverteilung außerhalb der Riffzone vor der Probstei aufgrund von Sidescan-Sonar-Aufnahmen. – Mitt. d. Leichtweiß Inst. d. TU Braunschweig, H. 65, 1979.

Der Abbruch von Steilküsten in der südwestlichen Kieler Bucht – unter spezieller Berücksichtigung des Januarsturms 1987

Von HORST STERR

Zusammenfassung

Im Rahmen eines seit mehreren Jahren laufenden Forschungsprogramms zur Steilküstenentwicklung in der Kieler Bucht konnten im Januar 1987 auch die morphologischen Auswirkungen eines stärkeren Sturmhochwassers beobachtet werden. Während die Dauer sowie die Wasserstands- und Seegangsentwicklung dieses Ereignisses in etwa mit den vorhergehenden Jahrhestürmen (1954 bzw. 1978/79) vergleichbar waren, blieben die Kliffabbrüche und Sturmschäden hinter denen der früheren Ereignisse zurück (z. B. Kliffrückgang bei Krusendorf im Januar 1987 → 2,6 m, Silvester 1978/79 → 4,8 m). Dies wird u. a. auf den Dämpfungseffekt der während des Sturms einsetzenden Meereisbildung zurückgeführt. Letztere ließ vor den meisten Steilufern der Kieler Bucht zum Zeitpunkt der stärksten Brandung eine schützende Eisbarriere entstehen. Insgesamt verläuft die Entwicklung des Steiluferrückgangs zyklisch: Die während extremer Seegangereignisse bewirkten Abbruchraten übertreffen die durchschnittlichen Beträge um etwa eine Zehnerpotenz. Für eine allgemeine Beschleunigung des Steiluferrückgangs in den letzten Jahrzehnten müssen aber auch anthropogene Einflüsse (Wasserbauten etc.) verantwortlich gemacht werden.

Summary

During the past 5–6 years, the cliffs in Kiel Bay, south-western Baltic Sea, have been under close observation in order to study rates and causes of local cliff retreat. In January 1987, an extraordinary 4-day storm surge occurred whose morphological influence on the cliffs could be evaluated in detail. Duration, wave characteristics and change in water level (about 1.6 m above mean) were similar to those of two previous strong storms. However, cliff retreat and general coastal damages were less than during the earlier events (a retreat of 2.6 m in January 1987 vs. 4.8 m during New Year's 1978/79 at the Krusendorf cliff). The reason for the moderate damage in this late storm was the build natural up of sea ice during the prime time of the storm surge and a subsequent construction of ice barriers at the toe of most of the cliffs. In general, the course of cliff retreat appears to be cyclic: during extreme storms retreat rates surpass those in „normal“ years by an order of magnitude. In the periods between strong storms, the lower wave energy is often consumed by removing the loose debris at the cliff foot. Recent acceleration of cliff retreat, as observed over the past few decades, is also believed to result from man-made impact such as artificial structures on the shore front which change currents, the sedimentary balance etc. in the nearshore morphodynamic system.

Inhalt

1. Einleitung	46
2. Morphodynamik der regionalen Steiluferentwicklung	46
2.1 Steuerungsfaktoren und Prozesse der marinen Kliffabration	47
2.2 Zeitliche Tendenzen des lokalen Küstenrückgangs	51
3. Das Sturmhochwasser vom Januar 1987 und seine morphologische Wirkung	53
3.1 Die Situation von Steilufern und Strandbereich vor dem 9. 1. 1987	54
3.2 Morphodynamik und Hydrodynamik des Hochwassers vom 9. 1.–13. 1. 1987	55
3.3 Die Entwicklung der Steilufer nach dem 13. 1. 1987	60

4. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen	62
5. Schriftenverzeichnis	63

1. Einleitung

Die Morphologie der Küstenlandschaft im Bereich der südwestlichen Ostsee und speziell der Kieler Bucht ist charakterisiert durch den Wechsel von Steilufern und flachen Strandwallabschnitten. Erstere entstanden überall dort, wo höher aufragende Ablagerungen der letzten (= Weichsel-) Eiszeit, meist Grund-, Rand- oder Endmoränenrücken, von den Wellen der Ostsee erreicht und abgeschnitten wurden. Seit dem Zeitpunkt ihrer ursprünglichen Herausbildung werden diese Kliffküsten sowohl durch marine als auch durch subaerische Prozesse kontinuierlich weitergeformt und dabei allmählich zurückverlegt (KANNENBERG, 1951; PETERSEN, 1952; STERR, 1985). Dies gilt zumindest für die sog. „aktiven“ Steilufer, die noch etwa 55 km der schleswig-holsteinischen Ostseeküste einnehmen, während ca. 50 km ehemaliger Abbruchküste inzwischen „inaktive“ Kliffs aufweisen.

Nach den bekannten Untersuchungen von KANNENBERG (1951) wichen die Abbruchsteilufer Schleswig-Holsteins im Zeitraum von 1875 bis 1950 um durchschnittlich 0,22 m/Jahr zurück, wobei jedoch die Rückgangsraten einzelner Kliffabschnitte zwischen 0,05 und 0,8 m/J. variieren. Anhand ausgedehnter Geländestudien und durch Auswertung neuer Karten- und Luftbildunterlagen konnten für ausgewählte Steiluferbereiche wertvolle Erkenntnisse über Art und Geschwindigkeit des Küstenrückgangs in den letzten Jahrzehnten bzw. Jahren gewonnen werden (STERR, 1985; KLUG, STERR u. BOEDEKER, 1988). Dabei wurde auch der Frage nach der relativen Bedeutung mariner Abrasionswirkung gegenüber subaerischer Abtragung, die seit langem kontrovers diskutiert wird (PETERSEN, 1952), verstärkte Aufmerksamkeit gewidmet. Nach drei Beobachtungsjahren mit geringer mariner Formungsdynamik (1983–1986) konnte nun im Januar 1987 ein Sturmflutereignis, das dem Silvestersturm von 1978/79 ähnlich war (KRUHL, 1979; EIBEN 1989), beobachtet und hinsichtlich seiner morphologischen Wirkung auf die Steiluferentwicklung interpretiert werden. Der folgende Bericht faßt die vorläufigen Erkenntnisse aus vergleichenden Kliffaufnahmen bei Todendorf, Surendorf-Krusendorf, Waabs, Boknis und Schönhagen vor und nach dem Sturm vom 9.–13. Januar 1987 zusammen.

2. Morphodynamik der regionalen Steiluferentwicklung

Die Herausbildung von Kliffs entlang der Kieler Bucht begann mit der Abschwächung des postglazialen Meeresspiegelanstiegs vor ca. 5000–6000 Jahren, als die Brandung der Ostsee die Küstenvorsprünge anzuschneiden begann. Durch die marine Abrasion im Bereich des Klifffußes entstanden Steilhänge im anstehenden Geschiebemergel, deren unzureichende Standfestigkeit rasch zu weiterer Umformung und Rückverlegung durch subaerische Hangabtragung führte. Die daraus resultierenden Massenbewegungen am Kliff greifen sowohl direkt – durch Entstehung eines schützenden Hangschuttfächers – als auch indirekt über die Reduzierung der Strömungs- und Transportenergie steuernd in das dynamische System des Kliffrückganges ein (Abb. 1a) (MCGREAL, 1979a; STERR, 1985). Solange Hangschuttablagerungen den Kliffuß schützen, dominieren am Steilhang Denudationsprozesse über marine Abtragungskräfte. Da jedoch bei einem andauernden Meeresspiegelanstieg von ca. 15–20 cm/Jhd. auch der küstennahe Meeresboden vor den Steilufern allmählich tiefer gelegt wird, sind

v. a. die seawärts vorspringenden, d. h. besonders exponierten, Kliffabschnitte weiterhin intensiver Wellenwirkung ausgesetzt (STERR, 1987). Diese marinen Kräfte beherrschen noch weitgehend die Uferentwicklung entlang der sog. Außenküsten (z. B. Todendorf, Boknis, Schönhagen), während im Inneren von Buchten die Tendenz zum Küstenausgleich bereits weiter vorangeschritten ist (z. B. Eckernförder und Hohwacher Bucht).

Der Kliffrückgang ist insofern als ein komplexes morphodynamisches Wirkungsgefüge zu verstehen, in das lithologische, marine, atmosphärische, morphologische und in neuerer Zeit verstärkt auch anthropogene Parameter steuernd eingreifen (vgl. Abb. 1b und Tab. 1).

PRINZIP DER STEILUFERENTWICKLUNG

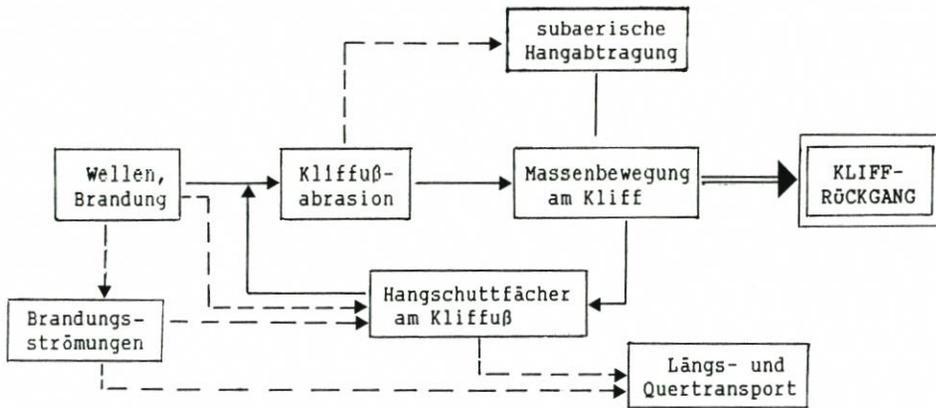


Abb. 1: Geomorphologisches System der Kliffküste: Entstehung und Veränderung

Abb. 1a: Prinzip der Steilküstenentwicklung

2.1 Steuerungsfaktoren und Prozesse der marinen Kliffabration

Langfristig betrachtet, spielt für die Abtragung aller Meereskliffs das Verhältnis der Angriffskraft von Wellen und Brandung zur Widerstandskraft des Kliffmaterials die ausschlaggebende Rolle. Im Bereich der Kieler Bucht variiert dieser Faktor sowohl zeitlich wie räumlich in Abhängigkeit von den besonderen lokal-typischen Einflußgrößen, die sich in drei Gruppen zusammenfassen lassen, nämlich

- 1) die örtlich zu erwartende Wellenwirkung an einzelnen Kliffabschnitten,
- 2) die diese Wellenwirkung fördernde oder hemmende Topographie des Strands bzw. Vorstrands vor dem jeweiligen Steilufer,
- 3) die Verringerung mariner Abtragung aufgrund der lokalen Kliffresistenz bzw. eines schützenden Hangschuttmantels (Abb. 1a).

Die Hydrodynamik der Kieler Bucht, eines weitgehend abgeschlossenen Meeresbeckens, ist insgesamt von relativ niedrigen Energiespektren gekennzeichnet (vgl. Beitrag Eiben in diesem Heft; DETTE u. STEPHAN, 1979). In direkter Abhängigkeit zur statistischen Häufigkeit signifikanter Wellenhöhen und -perioden können Werte für die sog. morphologische Wellenwirkung an einzelnen Uferabschnitten theoretisch ermittelt werden (STERR, 1987). Die hydrodynamische Wirkung der Ostwinde resultiert aber nicht nur in einer Belebung der

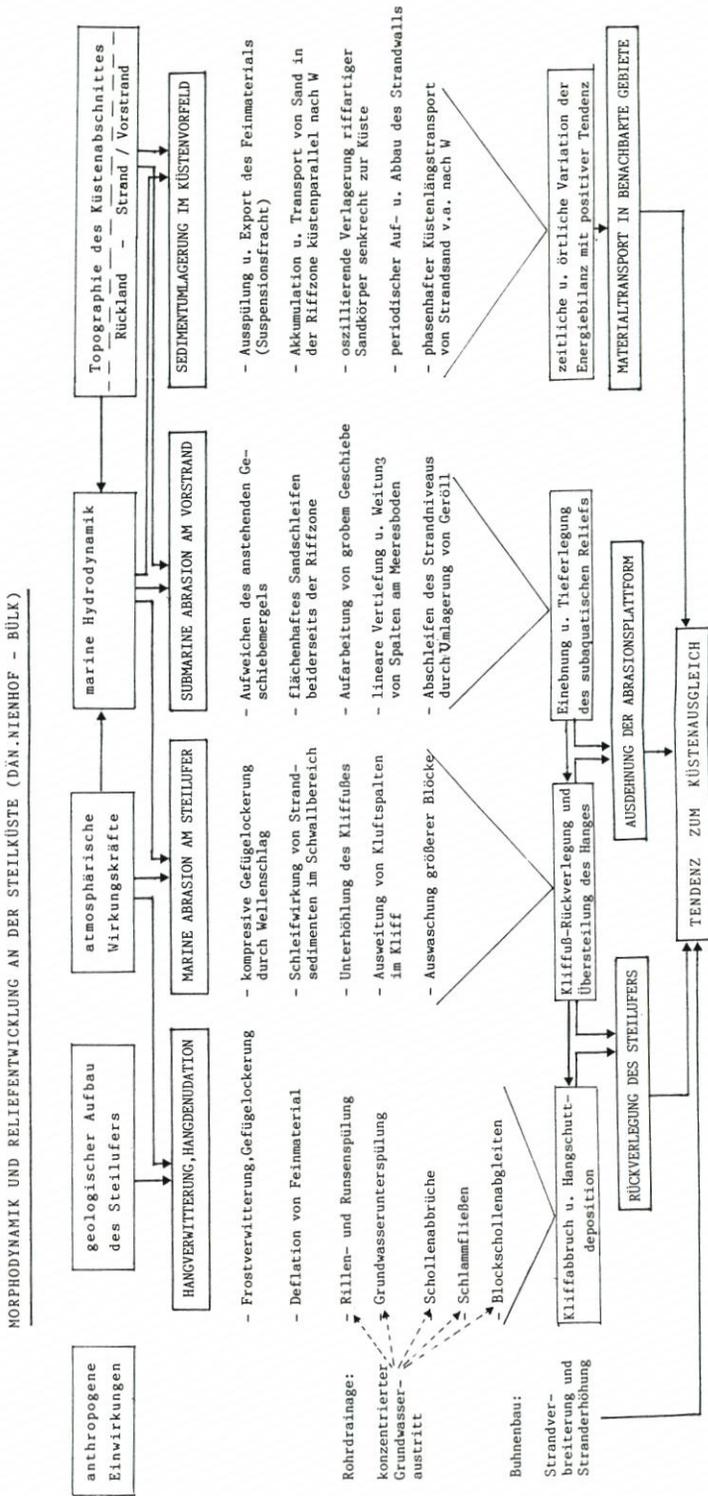


Abb. 1b: Einflußfaktoren und Morphodynamik an Lockergesteinskliffs (Beispiel Schleswig-Holstein)

Tabelle 1. Kliffabbruch in der Kieler Bucht und die ihn steuernden Einflußgrößen

Kliffabschnitt (Länge in km)	Exposition / Verlauf: vor- springend=1 geradlinig=0	effektiver Fetch (km)	1) theoret. Wellen- wirkung V_{aP}	Vorstrand- neigung bis -4mN (Sandriff)	mittlere Strand- breite	mittlere Strand- höhe	mittl. Kliff- höhe	2) Geschiebemergel- Beschaffenheit/ Schierfestigkeit (kp/cm ²)	Besonderheiten/ anthropogene Beeinflussung	3) Rückgang 1875-1950 (m/Jahr)	4) Rückgang a) 1960-84 b) 1984-86
Todendorf (1,5 km)	NNE 0	55 km	3300	2,0° schmales Riff	14 m	0,95 m	10 m	heterogener Gm (0,2-0,6)	BW-Anlage; veränder- ter Oberflächen und Grundwasserabfluß	0,30 m/J	a) 0,65 m/J b) -----
Stohl (2 km)	NE 0	65 km	4300	1,0-1,4° breites Riff	18 m	1,25 m	19 m	leichter über mächtigem und dichtem Gm(1,2)	intensive Feld- drainage	0,25 m/J	a) 0,33 m/J b) 0,50 m/J
Krusendorf (0,6 km)	N 0	10 km	600	0,8° zwei Riffe	11 m	0,80 m	14 m	leichter über dichtem Gm (0,9)	Lee-Erosion durch TVA-Surendorf; Felddrainage	0,12 m/J	a) 0,60 m/J b) 0,47 m/J
Waabs (1,3 km)	ESE 1	22 km	1100	1,5-2,3° mittelbreites Riff	15 m	1,15 m	16 m	Gm durchsetzt mit Sand- und Kies (0,4-0,8)	vereinzelte Feld- drainage	0,25 m/J	a) 0,42 m/J b) 0,45 m/J
Boknis (2 km)	E-SE 1	45 km	2500	3,0° schmales Riff	10 m	0,75 m	4,5 m	leichter über (dünnem)dichtem Gm. (0,7)	vereinzelte Feld- drainage	0,32 m/J	a) 0,68 m/J b) 0,55 m/J
Schönhagen (1,5 km)	E 1	90 km	5800	4,6° kein Riff	10 m	0,70 m	11 m	leichter, etwas sandiger Gm (0,6)	vereinzelte Feld- drainage	0,46 m/J	a) 0,82 m/J b) 0,65 m/J

1) Werte nach dem theoretischen Abrasionsmodell von Sterr (1987)

2) Werte nach Ruck (1979) bzw. eigenen Handpenetrometermessungen

3) Werte nach Kartenauswertungen und Vermessungen von Kannenberg (1951)

4) Werte nach Küstenplänen und Luftbildern (a) bzw. eigenen Messungen (b)

Brandungsaktivität, sondern auch in einer – windstaubedingten – Wasserstandserhöhung (= Beckeneffekt), wodurch das Brechen der Wellen insgesamt weiter landeinwärts erfolgt (DETTE u. STEPHAN, 1979). Häufig gelangen erst durch diesen Pegelanstieg Wellen und Schwall über den Strandhang in den Bereich des Klifffußes und vermögen dort ihre abrasive Wirkung zu entfalten (Abb. 1b).

Ein Vergleich der untersuchten Kliffstrecken in Tab. 1 zeigt, daß bei einer generellen N bis E gerichteten Uferexposition die zu erwartende Wellenwirkung (V_B^3P entspricht der Häufigkeit einer kritischen Orbitalgeschwindigkeit am Meeresboden in Relation zur Wassertiefe) theoretisch u. a. von der jeweiligen Fetchlänge abhängt. Betrachtet man jedoch gleichzeitig die durchschnittlichen Beträge des Küstenrückgangs, die von KANNENBERG (1951) für den Zeitraum 1872–1950 recht genau registriert wurden, so werden einige Differenzen zwischen hydrodynamisch zu erwartender und tatsächlicher Abrasionsleistung deutlich: für das Steilufer von Stohl z. B. errechnet sich bei einem Fetch von 65 km der – nach Schönhagen – zweithöchste Wert für V_B^3P (= 4300), doch zeigt dieses Kliff eine relativ geringe Rückgangsrate, nämlich die gleiche wie das Kliff von Waabs (V_B^3P = 1100). Dagegen ist die Rückgangsrate für Todendorf – trotz wesentlich niedrigerer theoretischer Wellenwirkung als vor Stohl – die zweithöchste aller Untersuchungsabschnitte.

Es ist daher anzunehmen, daß diese Unterschiede in Zusammenhang stehen mit örtlich wechselnden topographischen und lithologischen Gegebenheiten der Kliff- und (Vor-)Strandbereiche (MCGREAL, 1979b, 1979c).

Kausale Verknüpfung der Rückgangsraten bestehen mit Strandbreite, Strandhöhe, Vorstrandneigung und -topographie einerseits sowie Kliffhöhe und -beschaffenheit andererseits. Aus einer Analyse der wichtigsten signifikanten Einzelparameter (vgl. Tab. 1) lassen sich – unter Berücksichtigung der örtlichen Besonderheiten bzw. anthropogenen Beeinflussung – folgende morphodynamischen Gesetzmäßigkeiten für die Steiluferentwicklung in der Kieler Bucht ableiten:

- Nur Starkwinde aus dem Sektor N bis SE entfalten vor den entsprechend exponierten Küstenstrecken einen energiereichen Seegang und morphologisch wirksamen Anstieg des Wasserspiegels mit der Konsequenz des fortschreitenden Uferrückgangs (Tab. 1).
- Allen aktiven Kliffs vorgelagert sind Abrasionsflächen, deren oberste Bereiche den sedimentbedeckten Strandhang darstellen.
- Mit wachsender Strandbreite nimmt allgemein auch die Strandhöhe, d. h. die Höhe des Klifffußes über NN, zu; umgekehrt aber nimmt die Häufigkeit des Wellenangriffs am Kliffuß ab.
- Die Küstenabschnitte mit steilem Vorstrandprofil weisen gar keine Riffe (Schönhagen) oder schmale, niedrige Sandriffe (Todendorf, Boknis) und damit gleichzeitig relativ hohe Abrasionsraten auf.

Die Uferbereiche bei Stohl oder Krusendorf dagegen sind durch einen flacheren Vorstrand bzw. hohe Sandriffe besser gegen starke Brandungswirkung und Abtrag geschützt. Dieser kausale Zusammenhang zwischen Strand- und Vorstrandtopographie ist an allen Steilufern im Untersuchungsraum zu beobachten.

- Die Erosionsresistenz eines Kliffs wächst normalerweise mit der Dichte und Scherfestigkeit (= inneren Reibung) des anstehenden Geschiebemergels, die im Kliff von Stohl besonders hoch sind, während heterogene Materialbeschaffenheit (z. B. bei Todendorf und Waabs) sowie starke Klüftigkeit (Boknis, Schönhagen) der Wellenwirkung etwas geringere Widerstandskraft entgegensetzen (vgl. Abb. 1b).
- Die natürliche Durchfeuchtung des Kliffs wird örtlich durch menschliche Einwirkung wie z. B. Kliffüberbauung, Drainage, Tiefpflügen etc. verstärkt, was generell die Instabilität des

Anstehenden gegenüber mariner und subaerischer Abtragung erhöht und damit zu einer Intensivierung des denudativen Hangabtrags führt (besonders ausgeprägt bei Todendorf im Bereich der Bundeswehranlagen durch Planierung bzw. Konzentration von Oberflächenwasser hinter der Kliffkante). Insgesamt ist eine zunehmende Tendenz der anthropogenen Beeinflussung natürlicher Kliffabbruchraten und -prozesse sowohl von „oben“ (= jenseits der Kliffkante) als auch von „unten“ (am Kliffuß) an fast allen Steilküstenstrecken zu beobachten (STERR u. BOEDEKER, 1987), was wohl auch in der weit verbreiteten Beschleunigung des Küstenrückgangs in neuester Zeit seinen Ausdruck findet (vgl. Tab. 1).

2.2 Zeitliche Tendenzen des lokalen Küstenrückgangs

Da bei der langfristigen Steiluferentwicklung Prozesse der marinen Kliffußabration und der denudativen Hangabtragung sowie die physikalischen Eigenschaften der Glazialablagerungen zusammenwirken, vollzieht sich der Kliffrückgang meist in Form eines morphodynamischen Zyklus (vgl. Abb. 1a):

- Versteilung des Kliffs durch Wellenangriff
- Massenbewegung am Kliff durch Hanginstabilität
 - Rückgang des Kliffoberhangs und Bildung eines Schuttfächers
 - Schutz des Kliffußes, Dominanz der subaerischen Abtragung
 - Wiederbelebung des Abtragszyklus durch erneuten Wellenangriff

Selbst unter der Annahme von weitgehend homogenen geologischen und hydrodynamischen Bedingungen muß eine solchermaßen phasenhafte Küstenentwicklung zeitliche Variationen bei den Rückgangsraten der Steilufer hervorrufen. Basale Hangunterschneidung und anschließende Kliff-Restabilisierung bedingen somit über kürzere Perioden von 0,5 bis 5 Jahren bereits eine deutliche Fluktuation der Abbruchmengen und -geschwindigkeiten am Kliffhang (MCGREAL, 1979a). Der mehr oder weniger ausgeprägte zyklische Wechsel zwischen marinem und subaerischem Kliffabtrag wird darüber hinaus überlagert und modifiziert durch die zeitliche Variabilität der morphologisch signifikanten Abrasionsereignisse. In der südlichen Ostsee treten diese recht unregelmäßig in Verbindung mit sog. Sturmhochwassern auf, also windbedingten Wasserstandserhöhungen von mehr als 1 Meter (KANNENBERG, 1956) und damit verbundenen starken Brandungserscheinungen.

Ältere (KANNENBERG, 1956) und neuere Auswertungen von Pegelaufzeichnungen entlang der Mecklenburger und der Kieler Bucht zeigen für den Zeitraum 1901–1980 eine statistische Häufigkeit des sog. *h H W - N i v e a u s* (höheres Hochwasser = > 1,5 m über NN) von 4,9 Jahren, wobei allerdings die Länge der Intervalle zwischen 9 Monaten und 14 Jahren schwankt. Während solcher sporadisch auftretender Sturmhochwasser wird der Kliffuß besonders stark angegriffen und zurückverlegt. Wie das Beispiel des relativ geschützt liegenden Kliffs von Krusendorf in der Eckernförder Bucht verdeutlicht, spielen die Sturmhochwasser aber für die Gesamtbilanz des Rückganges aller aktiven Steilküstenbereiche insgesamt eine sehr bedeutende, wenn nicht dominierende Rolle (Abb. 2):

Der Abbruch des Krusendorf-Kliffs betrug im Zeitraum von 1950 bis 1987 etwa 24,5 m; daraus errechnet sich eine durchschnittliche Rückgangsrate X/t für dieses Steilufer von 66 cm/Jahr. Am Gesamtabtrag dieser Phase sind aber drei große Sturmereignisse maßgeblich – mit zusammen über 40% – beteiligt, nämlich das Hochwasser vom 4. 1. 1954, die Silvester-Sturmflut 1978/79 sowie der jüngste Sturm vom Januar 1987. Dagegen verlief der „normale“ Küstenrückgang zwischen diesen Extrem-Ereignissen wesentlich gleichförmiger und mit einer Rate von nur ca. 38 cm/J. Die Ergebnisse, wie sie in Abb. 2, Tab. 1 und auch in früheren

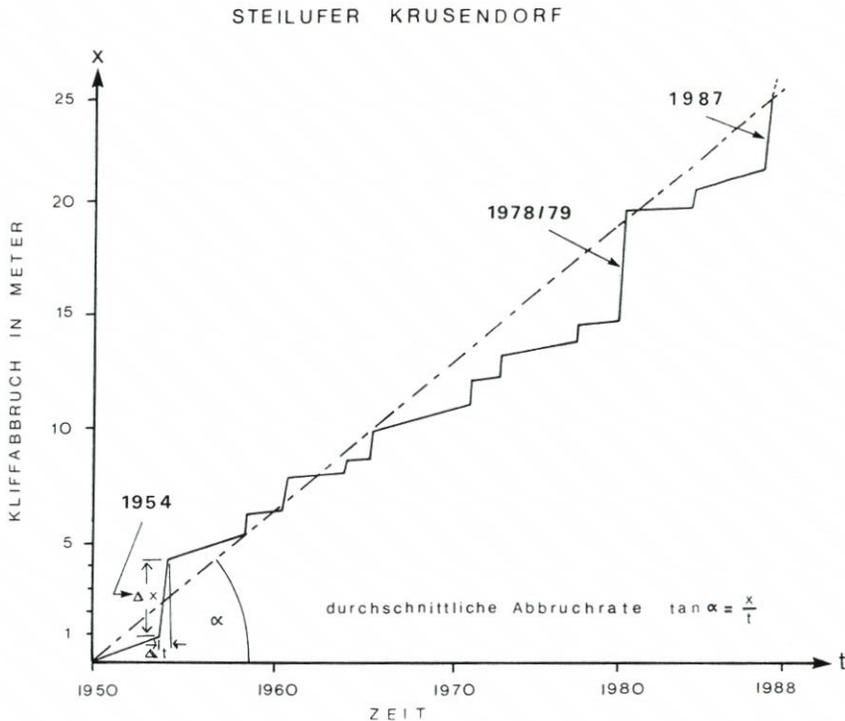


Abb. 2: Zeitliche Varianz des Steilferrückgangs und die Bedeutung von Sturmhochwässern am Beispiel des Kliffs bei Krusendorf

Studien (SUNAMURA, 1984, Fig. 2) dargestellt sind, machen also deutlich, daß häufig große Diskrepanzen zwischen kurzzeitigen und langfristigen Erosionsraten (X/t) auftreten können. Im Vergleich mit der langzeitlichen jährlichen Abbruchrate bei Krusendorf z. B. liegt der durch extreme Sturmhochwasser verursachte Kliffrückgang um etwa eine Zehnerpotenz höher (ca. 2,6–4,8 m). Dabei läßt sich für die gut dokumentierten Ereignisse von 1954, 1978/79 und 1987 eine direkte Korrelation zwischen Kliffabbruch und Hochwasser-Pegelstand bzw. den sog. „Verweildauern“ (FÜHRBÖTER, 1979) eindeutig belegen (Tab. 2):

Tabelle 2. Vergleich der drei letzten Sturmhochwässern und deren Auswirkung auf den Kliffrückgang – Beispiel Krusendorf

Hochwasserereignis	1954	1978/79	1987
höchster Pegelstand über NN	182 cm	175 cm	155 cm
Pegel Strände bzw. Kalifornien			
Verweildauer des Hochwassers für >1 m über NN	26 Std ¹	82 Std ²	48 Std ²
für >1,5 m über NN	10 Std ¹	16 Std ²	19 Std ²
Vom Hochwasser verursachter Kliffabbruch bei Krusendorf:	ca. 3,20 m	ca. 4,8 m	2,6 m (Kliffuß)

¹ nach Führböter, 1979; ² nach Eiben, 1989 (in diesem Heft)

Die Darstellung der Kliffentwicklung bei Krusendorf in Abb. 2 und Tab. 2 unterstreicht nachhaltig die besondere morphologische Bedeutung von Sturmhochwassern, deren Brandungsenergien im Uferbereich mit dem resultierenden Anstieg des Wasserspiegels im Regelfall exponentiell zunehmen (FÜHRBÖTER, 1979; Dette u. Stephan, 1979).

Für den seit 1950 rekonstruierten Verlauf des Rückgangs dieses Küstenabschnitts spielen aber – wie bereits erwähnt – neben den naturgegebenen Faktoren auch anthropogene Einflüsse, u. a. Veränderungen der Strömungsdynamik im Vorstrandareal durch Wasserbauten, eine wichtige Rolle. Nur dadurch ist die nach 1950 beobachtete markante Zunahme des Kliffabbruchs und – damit verbunden – die deutliche Abnahme des Strandprofils in jüngerer Zeit erklärbar (STERR u. BOEDEKER, 1987). Der Küstenbereich bei Krusendorf stand auch im Verlauf des Januarsturms 1987 unter spezieller Beobachtung, weshalb sich die folgenden Ausführungen zu wesentlichen Teilen auf dieses Gebiet beziehen. Dagegen konnten die übrigen Steilufer bei Todendorf, Stohl, Waabs, Boknis und Schönhagen erst nach dem 12. 1. 1987, d. h. nach Ende des Sturmes, begutachtet werden.

3. Das Sturmhochwasser vom Januar 1987 und seine morphologische Wirkung

Im Rahmen eines mehrjährigen Forschungsprogramms wurden u. a. die oben genannten Küstenabschnitte vom Verfasser bzw. einer Arbeitsgruppe des Geographischen Instituts, Kiel, hinsichtlich Art und Geschwindigkeit der Kliffentwicklung regelmäßig beobachtet und vermessen. Das Sturmhochwasser vom Januar 1987 stellte nach Verlauf und Höhe ein herausragendes Seegangereignis seit Beginn dieser Untersuchungen dar. Sein Verlauf und seine Auswirkungen auf jene Steilufer sollen auf der Grundlage aller verfügbaren Geländebeobachtungen in diesem Abschnitt zusammengefaßt und anhand von Fotos und Profilskizzen dokumentiert werden.

Strand - Querprofile Krusendorf (5-fach überhöht)

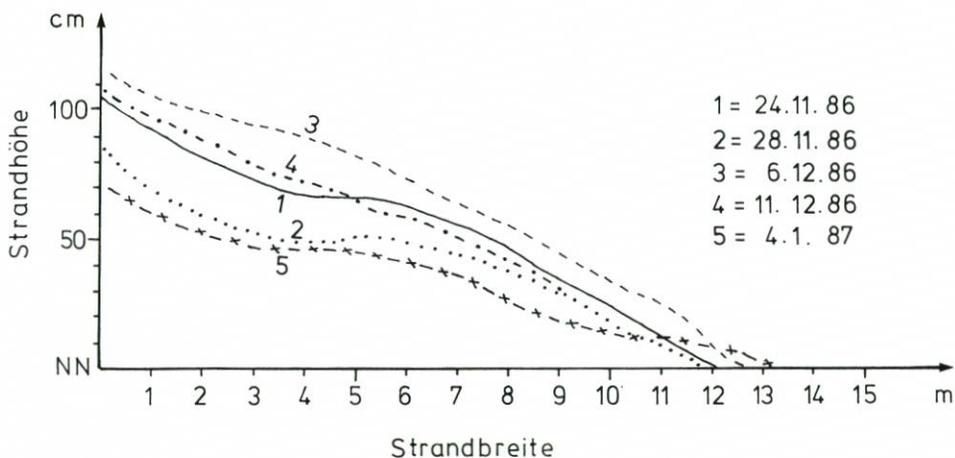
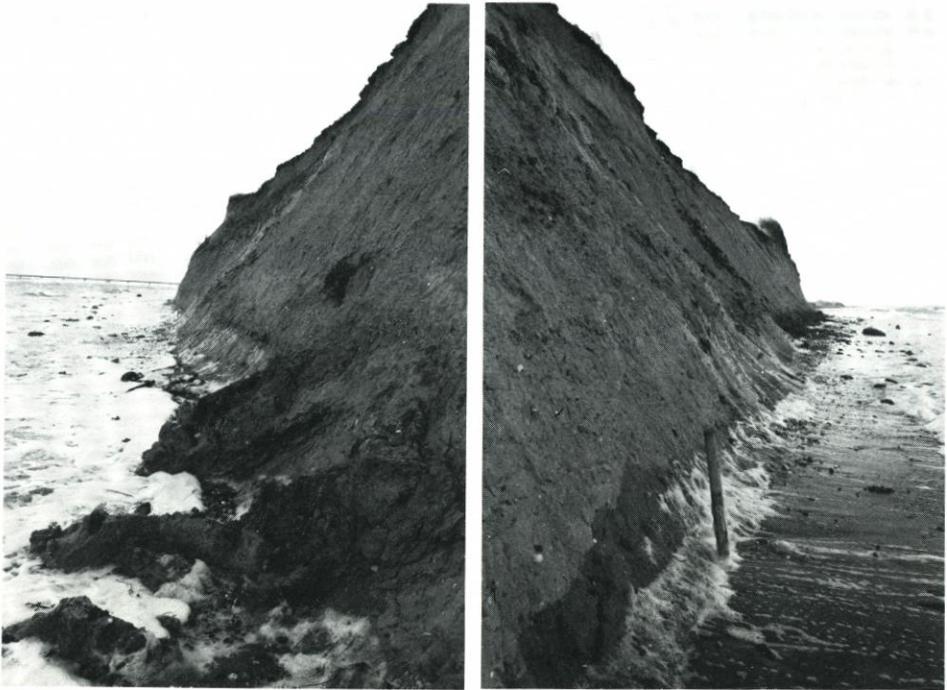


Abb. 3: Kurzzeitige Veränderungen von Strandprofil und -volumen im Winter 1986/87 am Steilufer von Krusendorf

3.1 Die Situation von Steilufern und Strandbereich vor dem 9. 1. 1987

Die für die Frostperiode (November–März) charakteristische Intensivierung des subaerischen Kliffabtrags (KANNENBERG, 1951; PETERSEN, 1952; MCGREAL, 1979a; STERR, 1985) hatte bis Mitte Dezember 1986 an den Steilufern zur Akkumulation einer – noch relativ dünnen – Hangschuttschleppe geführt. Die durchschnittliche Mächtigkeit dieses Schuttmantels an der Kliffbasis betrug bei Krusendorf ca. 0,5–0,8 m. Das Strandprofil wies hier zu diesem Zeitpunkt noch eine knapp überdurchschnittliche Höhe auf, wie wöchentliche Wiederholungsmessungen einer studentischen Arbeitsgruppe ergaben (vgl. Abb. 3). Das 30–50 m breite uferparallele Sandriff lag in einem mittleren im Abstand von 50–80 m vor der Küste und erreichte zu der Zeit vermutlich noch eine durchschnittliche Höhe von 1,3–1,6 m über dem Meeresboden (geschätzt nach Lotprofilfahrten bzw. Luftaufnahmen im November und Dezember 1986; vgl. auch SCHÜTZE, 1939). Die bestehende Küstenkonfiguration bei Krusendorf wie auch entlang der anderen Kliffabschnitte stellten in dieser Phase wohl noch eine günstige Ausgangslage zur „Abwehr“ eines Sturmhochwassers dar.



Bilder 1A/B: Freilegung des Kliffsockels am Steilufer Krusendorf durch das Hochwasser vom 22. 12. 1986

1A: Ausräumung von Hangschutt durch Schwallbrecher

1B: Freigelegter Klifffuß mit Meßpfahl

Diese Situation änderte sich jedoch nachhaltig in der Zeit vom 18. 12. 1986 bis 6. 1. 1987 infolge einer Serie mehrerer kleiner Hochwasser, die jeweils bis zu einem maximalen Wasserstand von NN + 0,80 m bis + 1,1 m aufliefen, und zwar

- am 19. 12. 86 (Tagesmittel + 93 cm) (für Pegel Strände)
- am 30. 12. 86 (Tagesmittel + 69 cm)
- am 1. 1. 87 (Tagesmittel + 68 cm)
- am 6. 1. 87 (Tagesmittel + 88 cm)

Jedes dieser Sturmereignisse führte zu einer weitgehenden Überflutung der Strände (vgl. Strandhöhen in Tab. 1) über mehrere Stunden und damit zu einem Angriff der Wellen, meist in Form von Schwallbrechern, auf den Kliffuß. Wie die Bilder 1A und 1B zeigen, vermochte die Brandung dieser Hochwasser es nicht nur, die Schutthalde am Kliffuß vollständig zu beseitigen, sondern legte auch das Strandniveau um durchschnittlich 10–15 cm tiefer (Abb. 3). Darüber hinaus wurden aber auch aufgrund der starken Strömungsturbulenzen im Brechungsbereich der Wellen die ufernahen Sandriffe stark angegriffen, erniedrigt und der Riffsand über eine Breite von einigen Hundert Metern in der Vorstrandzone verteilt. Sowohl Vorstrand wie auch Strandhang bzw. das Kliff selbst wurden durch diese Prozesse teilweise oder ganz von der schützenden Sedimentüberdeckung entblößt und konnten somit der Brandungsabrasion des folgenden (Haupt)Sturms nur einen stark verminderten Widerstand entgegensetzen. Darin u. a. liegt die morphologische Bedeutung dieser Serie kleinerer Hochwasser, weniger in der während dieser Phase tatsächlich bewirkten Erosionsleistung.

3.2 Morphodynamik und Hydrodynamik des Hochwassers vom 9. 1.–13. 1. 1987

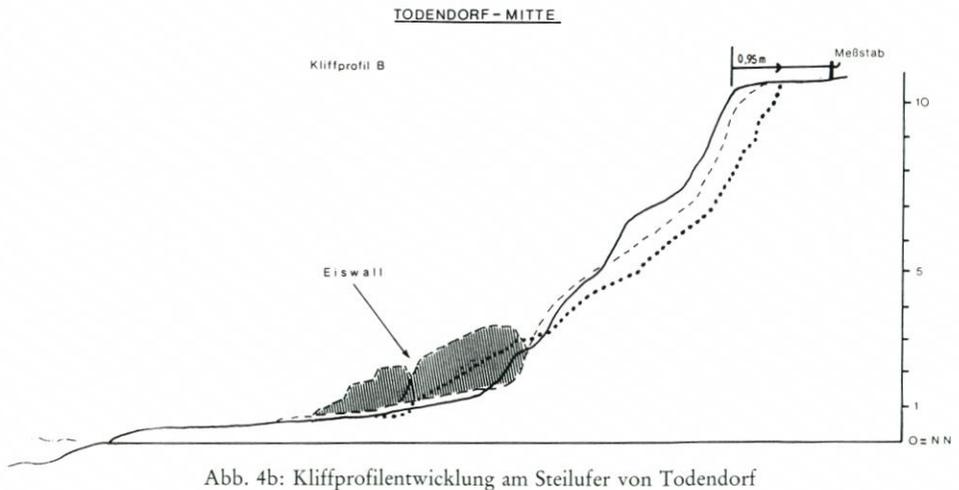
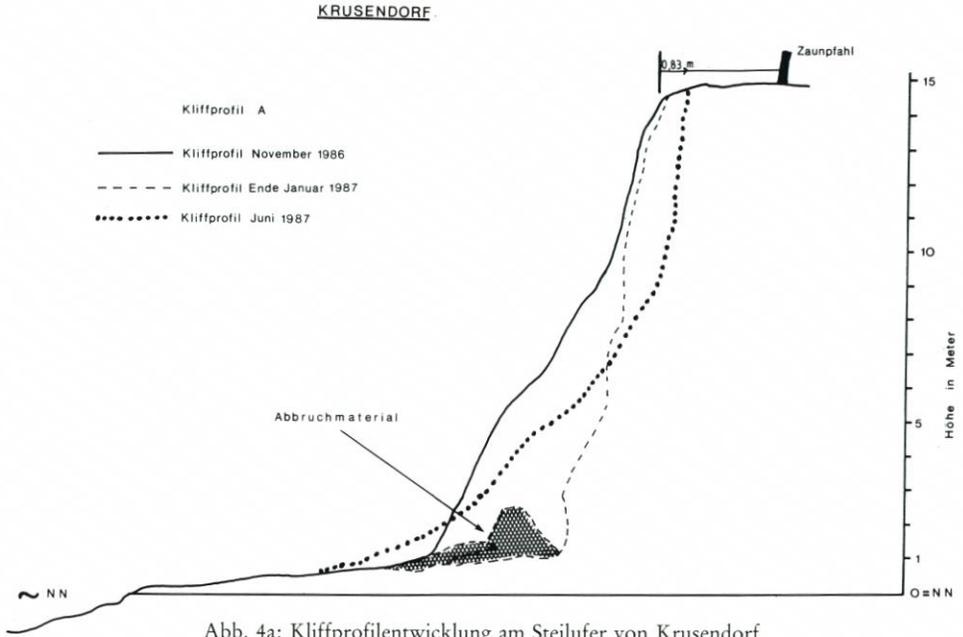
Nach dem Rückgang des Wasserspiegels am 7. und 8. 1. auf ein Niveau von NN –10 bis –20 cm setzte dann am 9. 1. – bedingt durch Winddrehung auf NE und resultierenden Rückschwappereffekt – ein rascher Pegelanstieg ein, der bei nur mäßiger Windstärke von 4–5 Bft im Tagesverlauf bereits ein Maximum von etwa NN + 1,20 m (Tagesmittel + 104 cm) erreichte. Trotz der in dieser Phase noch relativ geringen Wellenhöhen von < 1 m (vgl. EIBEN, 1989), gelangte die Brandungsenergie zu einem großen Teil über das obere Strandniveau an den Kliffuß, weil das bereits stark zerspülte Sandriff diese Wellen nicht (mehr) im Vorstrandbereich zu brechen vermochte. An dem bereits von Lockermassen entblößten unteren Kliffhang (Bild 1B) bewirkten auflaufende Schwallbrecher eine zunächst noch mäßige Abrasion des Anstehenden. Dieses wies wahrscheinlich zu der Zeit wegen anhaltenden Bodenfrostes ab 7. 1. herrschte Dauerfrost von –5° bis –8°C – eine überdurchschnittliche Erosionsresistenz auf. Dagegen fand durch die anhaltende Brandung bzw. Wellenreflexion vor dem Kliff augenscheinlich eine recht intensive und rasch fortschreitende Ausräumung des Strandprofils statt, die dem weiteren Wellenangriff auf das Steilufer Vorschub leisten mußte.

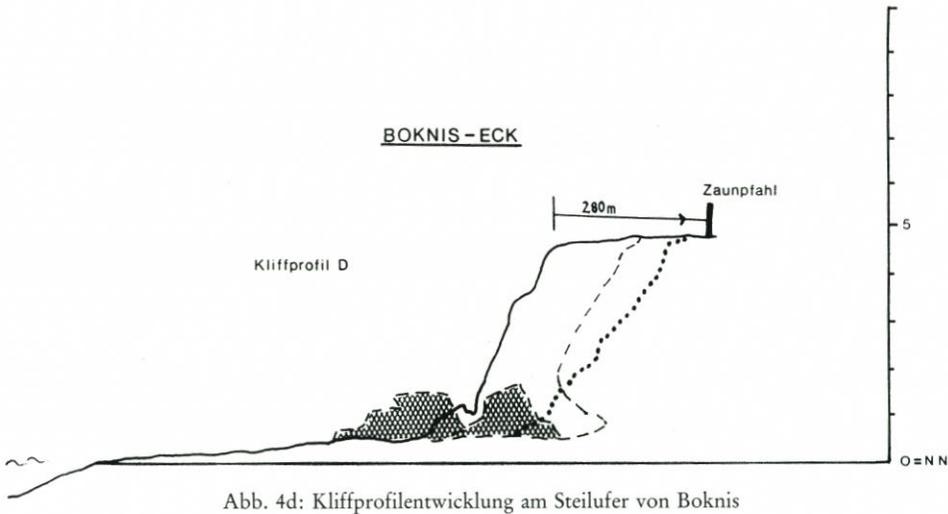
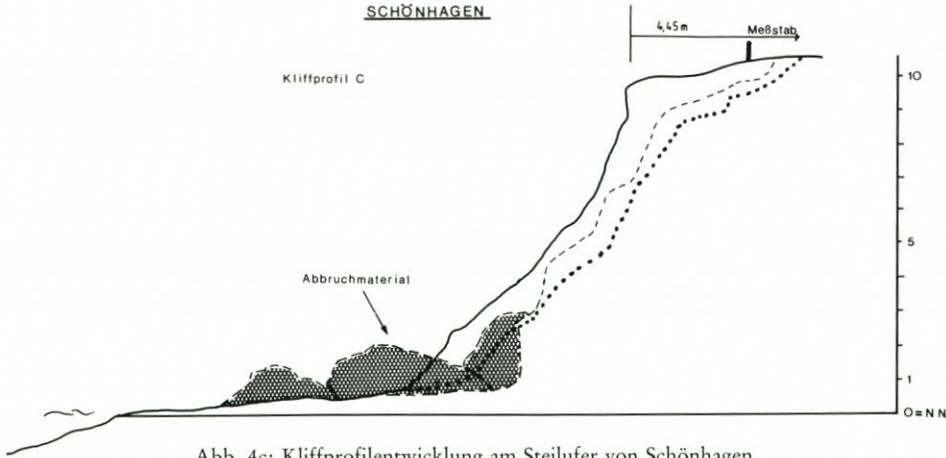
Trotz weiterer Zunahme der Windstärke innerhalb der folgenden 72 Std. auf zunächst 6 Bft (am 10. 1.), danach allmählich auf 8 Bft (am 12. 1. maximale Windstärke 8–9 Bft) fiel der mittlere Wasserstand durch den „Beckeneffekt“ am 10.–11. 1. um ca. 35 cm. Dieses Niveau (NN + 65 cm) reichte jedoch aus, um über den stark erniedrigten Strand, dessen Feinsedimente bereits weitgehend ausgespült waren, den Kliffuß weiterhin zu unterscheiden. Bei diesem Prozeß kommt dem Hin- und Herrollen faust- bis kopfgroßer Steine am Strandhang und der damit verbundenen Erweiterung von Geschiebemergelklüften wohl eine beträchtliche Bedeutung zu, wie frühere Untersuchungen bestätigen (KANNENBERG, 1951; PETERSEN, 1952). Eine weitere Erniedrigung der Lufttemperaturen im Verlauf der Sturmperiode auf –7° bis –10°C brachte überdies eine Verschärfung der Frosteffekte, insbesondere auch eine Absenkung der Wassertemperatur mit sich. Die Auswirkungen dieser Temperatureinflüsse waren

dann in der Spätphase des Januarsturms und in der Folgezeit von besonderer morphologischer Bedeutung, wie im folgenden erläutert wird.

Die Phase größter hydro- und morphodynamischer Intensität begann dann in der Nacht vom 11. zum 12. 1. mit einem erneuten Pegelanstieg, der früh am 13. 1. den Maximalstand von NN + 155 cm (Pegel Strande) erreichte. Insgesamt befand sich der Wasserstand in der Endphase des Sturms länger als 24 Std. auf einem Niveau von > 1 m über NN, eine auffallende Parallele zum Silvestersturm 1978/79 (FÜHRBÖTER, 1979; EIBEN, 1989).

Abb. 4: Darstellung des Kliffrückgangs im Winter 1986/87 an vier ausgewählten Steilufern der südlichen Kieler Bucht





Die Beobachtungen vor Ort ließen in dieser Phase einerseits die maximale Seegang- und Brandungsentwicklung des Sturmhochwassers, zum anderen aber auch den Effekt der jetzt einsetzenden Eisbildung an der Wasseroberfläche erkennen (vgl. Bilder 2A-2D und Abb. 4a, b):

- Aufgrund des weiteren Wasseranstiegs und der bereits fortgeschrittenen (Vor-)Strander-niedrigung erfolgte das Brechen zahlreicher Wellen, u. a. solcher mit Höhen von < 2 m, erst im Bereich des oberen Strandhanges und des Kliffußes (Bild 2A).
- Durch Kompressionswirkung sowie mit Hilfe bewegter Sand- und Geröllsedimente vermochte die Brandung große Geschiebemergelplatten, die meist kluftparallel abbrachen, vom Kliffuß loszulösen und rasch aufzuarbeiten (Bild 2B). Entlang der Kliffstrecken von Krusendorf, Waabs, Boknis und Schönhagen wurde durch diese Prozesse die Kliffbasis jeweils stark unterschritten und zurückverlegt (Abb. 4).
- Während an den östlichen Außenküsten, z. B. bei Todendorf und Stohl, die Bildung von wässrigem „Eisschnee“ etwas früher und rascher einsetzte – vermutlich wegen stärkerer Verdriftung von See-Eis gegen die Küste – kam es im Verlauf des 12. Januar bei anhalten-

dem strengen Frost auch vor den genannten Kliffabschnitten zur zunehmenden Befrachtung („Verdickung“) des Oberflächenwassers mit Lockereis (Bild 2C)

- Der an der Wasseroberfläche schwimmende Eisbrei, der zum Ufer hin wegen aufländiger Verdriftung an Masse zunahm, wirkte dämpfend auf die Bewegung von Wellenfortgang und Brandung und damit auch auf die vorm Kliff freigesetzte Wellenenergie (Bild 2C).
- Die gegen die Kliffwand spritzenden Lockereispartikel gefroren auf der kalten Oberfläche rasch zu Festeis und bildeten stellenweise zentimeterdicke Eiskrusten mit entsprechender Schutzwirkung gegen Wellenschlag (Bild 2C, 3A, B).

Bilder 2A–D: Dokumentation des Sturmhochwassers und dessen Wirkung am 12. 1. 1987 vor dem Steilufer Krusendorf



2A: Sturmbrandung am Kliffuß, Lockereisakkumulation



2B: Losbrechen größerer Geschiebemergelschollen vom Kliffuß

- Die erosive Wirkung der Sturmbrandung wurde aber im folgenden besonders stark gemindert durch die allmählich am Kliffuß bzw. am Strand wallartig akkumulierten Lockereismassen, die beim Auflaufen des Schwallis liegenblieben. Bild 2D zeigt die Entwicklung dieses Eis-Strandwalls an einem energieberuhigten Strandabschnitt westlich des Krusen-



2C: Befrachtung und Dämpfung der Brandungswellen durch Lockereis



2D: Akkumulation einer Lockereis-Barriere am benachbarten, strömungsberuhigten Strandabschnitt

dorf-Kliffs im Initialstadium (am 12. 1. um 15 Uhr). Bild 3A dokumentiert den Zustand des gleichen Küstenabschnitts zwei Tage später.

Trotz der anfangs sehr intensiven Abrasionswirkung des Sturmhochwassers (am 12.–13. 1.) verhinderte der Einfluß des Frostes während der höchsten und energiereichsten Phase also offensichtlich die volle Entfaltung der Brandungsenergie in der Uferzone, wie sie dem Seegangsspektrum eigentlich entsprochen hätte. Diese „Schutzwirkung“ war insgesamt um so ausgeprägter, je früher die See-Eisakkumulation an dem betreffenden Küstenabschnitt einsetzte. Da in Todendorf und Stohl die Bildung eines Eiswalls nahezu gleichzeitig mit dem stärksten Pegelanstieg in der Hauptphase des Sturms einherging, konnte dort trotz Erreichen des Höchstwasserniveaus kaum noch Kliffabration erfolgen (vgl. Abb. 4b).

3.3 Die Entwicklung der Steilufer nach dem 13. 1. 1987

Unmittelbar nach dem Sturmereignis ist die Physiognomie der betrachteten Steiluferabschnitte (vgl. Tab. 1) zunächst stark durch die erwähnte Akkumulation von Strandeis geprägt, welches allorts eine keilförmige (ca. 0,5–2 m hohe und > 30 m breite) Überdeckung auf dem Strandprofil bildete (Bild 3A). Trotz dieser Eisauflage am Kliffuß ist aber am Querprofil der meisten Kliffhänge deren unterschiedlich starke Unterschneidung und -zurückverlegung gut zu erkennen:

Während bei Krusendorf, Waabs und Boknis die Sturmbrandung u. a. den unteren Hangbereich abradiert hatte und dadurch das Kliff versteilte (Bild 3A, B; Abb. 4a, 4d) wurde bei Schönhagen das gesamte Kliffprofil in den Abbruchprozeß mit einbezogen (Abb. 4c). Dagegen war – wie erwähnt – das Kliff von Todendorf vom Angriff der Brandung nur geringfügig beansprucht worden (Abb. 4b). Hier erreichte die Eisbarriere vor dem Kliff stellenweise eine Höhe von 2–4 m (Abb. 4b). Dennoch erfuhr dieses Steilufer seither noch einen recht intensiven Hangabtrag (s. u.), der aber u. a. aus der extremen, überwiegend

Bilder 3A, B: Zustand der Steilufer nach dem Sturmhochwasser (am 14. 1.)



3A: Kliffabbruch und Unterhöhlung bei Krusendorf



3B: Kliffunterschneidung und Eisüberdeckung bei Waabs

anthropogen bedingten Durchfeuchtung des anstehenden Geschiebemergels, d. h. im wesentlichen aus subaerischer Hangdenudation, resultierte.

In der Folgezeit (Ende Januar bis Anfang Juni 1987) setzten an den übrigen, meist stark versteilten Kliffhängen nach und nach gravitative Denudationsprozesse ein, welche die Wiederherstellung einer temporären Hangstabilität anstrebten. In Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Substrats bzw. dessen Scherfestigkeit (vgl. Tab. 1) wird diese im Geschiebemergel üblicherweise bei einer Hangneigung von 60–80° erreicht. Allerdings kam es erst mit dem Ende der Dauerfrostperiode – nach dem 25. 1. – aufgrund der zunehmend tiefergreifenden Durchfeuchtung des Anstehenden zu einer signifikanten Belebung der Massenbewegungen an den Kliffhängen. In Form von Schollenabbrüchen, Blockrutschungen und Schlammströmen (STERR, 1985) transportierten diese Prozesse rasch große Mengen Hangschutt an den Kliffuß, wo dieses Material die z.T. noch vorhandenen Eis-Strandwälle überschüttete. Die Entwicklung in Richtung auf ein neues, quasi-stabiles Hanggleichgewicht war deshalb an den meisten Kliffabschnitten erst Ende März/April, d. h. nach dem völligen Abschmelzen der Eisbarrieren bzw. dem Auftauen des gesamten Lockersubstrates, möglich. Wie die Profilskizzen in Abb. 4 veranschaulichen, wichen im Verlauf dieser dynamischen Entwicklungsphase die oberen Hangbereiche der Kliffs zwangsläufig ebenfalls zurück. Der Betrag der Zurückverlegung der Kliffoberkante wurde dabei sowohl vom Maß der Kliffußunterschneidung als auch von dem zur Verfügung stehenden Feuchtigkeitsangebot wesentlich beeinflusst. Als Ergebnis dieser Prozesse sind bis Ende Juni 1987 an den untersuchten Steilufeln folgende durchschnittliche Rückgangsbeträge zu verzeichnen gewesen:

- Todendorf: 0,7 – 1,1 m (gemessen vor Schießbahn Charlie, Truppenübungsplatz – Mitte)
- Stohl: 0,35 – 0,8 m
- Krusendorf: 0,7 – 1,2 m
- Waabs: 0,9 – 1,6 m
- Boknis: 1,3 – 3,25 m
- Schönhaben: 2,5 – 4,9 m

In den Folgemonaten ist mit weiteren Massenbewegungen zu rechnen, bis alle betroffenen Kliffbereiche ein quasi-stabiles, d. h. ausgeglichenes Hangprofil erreicht haben.

4. Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Das Sturmhochwasser vom 9.–13. 1. 1987 stellt hinsichtlich seiner morphologischen Wirkung das herausragende Ereignis der letzten 8 Jahre dar. Es unterstreicht als ein sog. „Jahrzehntereignis“ (statistische Wahrscheinlichkeit des Auftretens $1-2 \times$ pro Jahrzehnt) die besondere Stellung episodischer „Kleinkatastrophen“ im morphodynamischen System der Steilküstenentwicklung. Der von solchen Stürmen verursachte Kliffabbruch kann die bisher gemessenen jährlichen Rückgangsraten an den Steilufern der Kieler Bucht um mehr als eine Zehnerpotenz übertreffen, während in den dazwischenliegenden Phasen des „normalen Entwicklungszyklus“ die Abrasionswirkung der Brandung häufig auf das Ausräumen des stetig neu gebildeten Hangschuttfächers beschränkt bleibt.

Die bisherigen Erkenntnisse über Verlauf und Wirkung des Hochwassers vom Januar 1987 lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Nach Wasserstands- und Seegangsentwicklung wies dieses Ereignis zahlreiche Ähnlichkeiten zur sog. Silvester-Sturmflut von 1978/79 auf und besaß infolgedessen ein vergleichbares (Brandungs-) Energiepotential zur Kliff- und Vorstrandabrasion, Sedimentumlagerung etc. (vgl. Beitrag H. EIBEN in diesem Heft).
2. In einer dem eigentlichen Sturmereignis vorausgehenden „Vorphase“ (19. 12. 1986–7. 1. 1987) waren die Strandprofile vor den Steilufern bereits stark erniedrigt und schützende Sandriffe weitgehend abgebaut worden. Dadurch bestand beim Einsetzen des Hauptsturms eine besonders große Erosionsgefahr für alle niedrig gelegenen Uferabschnitte. Rückschließend von der 1978/79 eingetretenen Sturmwirkung wären demzufolge entlang der meisten Kliffstrecken (u. a. bei Todendorf, Stohl, Krusendorf, Waabs, Boknis und Schönhagen) Abbruchbeträge von > 4 m (vgl. Abb. 2) und insgesamt Schäden an Küsteneinrichtungen von $> 10^2$ Mio. DM zu erwarten gewesen (TIEDEMANN, EIBEN u. SCHINDLER, 1979).
3. Daß es dann im Januar 1987 nur zu einer deutlich geringeren Küstenschädigung und speziell Kliffabrasion kam – die sturmbedingten Rückgangsbeträge betragen im statistischen Mittel (für alle untersuchten Steilufer) ca. 1,6 m – ist im wesentlichen auf die in der Sturmhochphase einsetzende Bildung von See-Eis zurückzuführen. Seine Akkumulation im Uferbereich senkte nicht nur die potentielle Energie der Sturmbrandung stark ab, sondern entzog den Kliffuß relativ frühzeitig der Wellenwirkung durch Bildung einer hohen Eisbarriere.
4. Während der mit dem Januarsturm initiierten Periode der Küstenvereisung war die Uferzone für mehrere Wochen durch eine geschlossene Eisdecke vor Brandungswirkung geschützt – wie auch schon in den beiden vorhergegangenen „Eiswintern“ 1984/85 und 1985/86.

Wenn man auch für diesen Zeitraum die Folgen von Frost und See-Eis als eine Art „natürlichen Küstenschutz“ bezeichnen kann, mit einer (kurzfristig) abschwächenden Wirkung auf die marine Komponente des Kliffabbruchs, so zeigen längerzeitliche Vergleiche doch insgesamt eine Intensivierung des Steiluferrückgangs in Schleswig-Holstein während der letzten 20–30 Jahre. Diese ist nur bedingt auf gesteigerte Häufigkeit größerer Sturmhochwasser zurückzuführen – seit 1950 gab es hier nur 3 Ereignisse mit $> 1,5$ m über NN –, sondern resultiert vermutlich auch aus einer Vielzahl anthropogener Eingriffe in die litorale Formungsdynamik im Rückland wie im (Vor-)Strandbereich. Unter Berücksichtigung dieses Faktors

sowie des anhaltenden säkularen Meeresspiegelanstiegs von 15–20 cm/Jhd. muß für die meisten Steilufer künftig auch weiterhin mit ähnlichen Rückgangsraten gerechnet werden.

5. Schriftenverzeichnis

- BARNES, R. S. K.: *The Coastline*. – New York, 1977.
- DETTE, H. H. u. STEPHAN, H. J.: Über den Seegang und Seegangswirkungen im Küstenvorfeld der Ostsee. – Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau, H. 65, 1979.
- EIBEN, H.: Bericht über die Hochwasser-, Seegangs- und Windereignisse in der Kieler Bucht in der Zeit vom 1. 12. 1986 bis 15. 1. 1987. – Die Küste, H. 50, 1989.
- FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergien. – Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau, H. 65, 1979.
- GELLERT, J. F.: Küstenstudien auf Hiddensee. – Wiss. Z. der PH Potsdam, 5/2, 1960.
- KANNENBERG, E. G.: Die Steilufer der Schleswig-Holsteinischen Ostseeküste. Kieler Geogr. Schr. Bd. 14/1, 1951.
- KANNENBERG, E. G.: Extrem-Wasserstände an der deutschen Beltküste im Zeitraum 1901 bis 1954. – Schr. des Naturwiss. Ver. f. Schleswig-Holstein, 28, 1956.
- KOMAR, P. D.: Beach processes and sedimentation. – Englewood Cliffs, N. J., 1976.
- KRUHL, H.: Sturmflut-Wetterlagen an der Ostsee im Winter 1978/79. – Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau, H. 65, 1979.
- MCGREAL, W. S.: Cliffline recession near Kilkeel, Northern Ireland: an example of a dynamic coastal system. – Geograf. Annaler, 61, 1979a.
- MCGREAL, W. S.: Marine erosion of glacial sediments from a low-energy cliffline environment near Kilkeel, N. Ireland. – Marine Geology, 32, 1979b.
- MCGREAL, W. S.: Factors promoting coastal instability in southeast County Down, N. Ireland. – Z. Geomorph. N. F. 23, 1979.
- MÖBUS, G.: Zur Dynamik der Steilküste der Insel Hiddensee. – Z. Geol. Wiss., 9, 1981.
- PETERSEN, M.: Abbruch und Schutz der Steilufer an der Ostseeküste. – Die Küste, Jg. 1, H. 2, 1952.
- RUCK, K.-W.: Baugeologie der Lockergesteine im Nord- und Ostseeraum. – In: Grundbau Taschenbuch, 1970.
- SCHÜTZ, H.: Kliffs, Strand und Riffe der Südküste der Eckernförder Bucht. – Geologie der Meere u. Binnengewässer, 3, 1939.
- STERR, H.: Aktual-morphologische Entwicklungstendenzen der schleswig-holsteinischen Ostseeküste. – Kieler Geogr. Schr., Bd. 62, 1985.
- STERR, H.: Genese und Veränderungen des submarinen Reliefs der Kieler Bucht. – Berliner Geogr. Studien, 25, 1987.
- STERR, H.: Das Ostsee-Litoral von Flensburg bis Fehmarnsund: Formungs- und Entwicklungsdynamik einer Küstenlandschaft. – (unveröff.) Habilitationsschrift, Kiel, 1988.
- STERR, H. u. BOEDEKER, D.: Anthropogene Modifizierung der Küstenlandschaft und litoralen Morphodynamik im Bereich der Eckernförder Bucht, Ostsee. – Berliner Geogr. Studien 25, 1987.
- KLUG, H., STERR, H. u. BOEDEKER, D.: Die Ostseeküste zwischen Kiel und Flensburg: Morphologischer Charakter und rezente Entwicklung. – Geographische Rundschau 5, 1988.
- SUNAMURA, T.: Processes of sea cliff and platform erosion. – In: KOMAR, P. D. (ed.): CRC Handbook of Coastal Processes and Erosion. Boca Raton, Florida, 1984.
- TIEDEMANN, H. O., EIBEN, H. u. SCHINDLER, D.: Dokumentation der Sturmflutschäden an der Schleswig-Holsteinischen Ostseeküste im Winter 1978/79. – Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau, H. 65, 1979.

Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee

Von HORST LASSEN

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit Problemen des Meeresspiegels und des Meeresspiegelanstieges. Sie ist als Teilergebnis aus den Untersuchungen in einem vom Bundesminister für Forschung und Technologie geförderten KFKI-Projekt „Tide- und Windstauverhältnisse vor der Küste der südöstlichen Nordsee“ hervorgegangen.

Es werden die sich aus der Problemstellung ergebenden Anforderungen an die Landeshorizonte NN, NAP und DNN erläutert. Die Tideparameter MSL, MTmw und MT1/2w werden definiert und Hinweise zum Geoid als Höhenbezugsfläche und zur Meeresflächentopographie gegeben.

Die Ergebnisse zeigen, daß

- in der südöstlichen Nordsee das MTmw als Höhenbezugsfläche im Küstenbereich eine gekrümmte Fläche ist, die sich weiter ins freie Meer hinein dem Geoid nähert;
- Meteorologie bzw. Topographie des Meeresbodens zeitlichen bzw. örtlichen Einfluß auf die MTmw-Höhen haben;

- der Tideparameter $k = \frac{MThw - MTmw}{MThb}$ in der südöstlichen Nordsee nicht konstant ist, sondern

zonal unterschiedliche Beträge erreicht;

- der säkulare Trend im Küstenbereich unter 15 cm liegt.

Schließlich wird der Versuch unternommen, die NN-Höhe für Helgoland zu bestimmen.

Summary

The present study is concerned with problems related to sea level in general and especially to sea level rise. It represents some of the results of the projekt entitled "Tide and Wind Induced Water Level Changes In the Coastal Area of the Southern Portion of the North Sea". This research is being funded by the BMFT (Federal Ministry for Research and Technology) for the KFKI (Directorium for Research in Coastal Engineering).

Based on this study, specifications for the baselines NN, NAP and DNN are given. The tidal parameters MSL, MTmw and MT1/2w are defined and evidence is given that a geoid should be the reference plane for water levels and for sea surface topography.

The results show that:

- *The MTmw as water level base line in the southern portion of the North Sea, is a curved surface which approaches a geoid further out to sea;*
- *the MTmw levels are influenced both by meteorology and the sea bottom topography;*

- *the parameter $k = \frac{MThw - MTmw}{MThb}$*

in the southern portion of the North Sea is not constant, but rather has different values in different zones;

- *the sea level rise in the coastal zone is less than 15 cm.*

Finally, an attempt is made to determine NN for Helgoland.

Inhalt

1. Vorbemerkungen	66
2. Höhenbezugsebenen	66

2.1 Landeshorizonte NN, NAP und DNN	66
2.2 Mittlerer Meeresspiegel (MSL), Definition	68
2.3 Einflüsse auf die Meeresoberfläche und Genauigkeit der Messungen	69
3. Mittlere Tideparameter	74
3.1 Ansätze zur Bestimmung des MTmw aus beobachteten Wasserständen	74
3.2 Bestimmung des Parameters k	78
4. Ergebnisse	80
4.1 Bemerkungen zur MSL-Entwicklung	80
4.2 MTmw-Höhen um 1980 in der südöstlichen Nordsee	82
4.3 Säkulare MTmw-Entwicklungen	84
4.4 Tideparameter k um 1980 in der südöstlichen Nordsee	91
5. Danksagung	91
6. Schriftenverzeichnis	95

1. Vorbemerkungen

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit Problemen des Meeresspiegels und des Meeresspiegelanstieges. Sie ist als Teilergebnis aus den Untersuchungen in einem vom Bundesminister für Forschung und Technologie geförderten KFKI-Projekt „Tide- und Windstauverhältnisse vor der Küste der südöstlichen Nordsee“ hervorgegangen.

Im Hinblick auf aktuelle Fragen zum mittleren Meeresspiegel und dessen säkularen Trend kann diese Analyse sicherlich nicht detaillierte und präzise Aussagen über Größenordnungen aufzeigen, jedoch bisherige Ergebnisse auf ihren Informationsgehalt prüfen und ergänzen. Es stellt sich hier die allgemeine Frage, ob bisherige Aussagen über Bewegungsraten quantifiziert werden können, weil Ergebnisse teilweise auf unterschiedlichen nationalen oder internationalen Ausgangsparametern basieren. So kann ein säkularer Trend aus Zuwachsraten der jährlichen MThw oder MTnw – weil die Wasserstände meist nur in Form von MThw und MTnw angegeben werden – oder aus Veränderungen eines mittleren Meeresspiegels in unterschiedlicher Definition bestimmt werden. Hier ist ersichtlich, daß ermittelte Trendaussagen sehr differenziert bewertet werden können. Die weitere Bearbeitung dieser Fragestellung setzt eine wohldefinierte Bezugsfläche voraus, die für den Küstenbereich und das offene Meer in der südöstlichen Nordsee allgemeine Gültigkeit hat.

2. Höhenbezugsebenen

2.1 Landeshorizonte NN, NAP und DNN

Im Küstengebiet der Bundesrepublik Deutschland werden Wasserstandshöhen auf die 1879 in Preußen eingeführte Normalnullfläche (NN bzw. Pegelnull (PN) als Sollwert 5,00 m unter NN) mit dem Normalhöhenpunkt in Berlin bezogen. Der Normal-Nullpunkt dieses Systems war in gleiche Höhe mit dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels gebracht worden (Nullpunkt Amsterdamer Pegel = 0,0000 m NN).

Das Amsterdamer Pegelnull (besser: Amsterdamer Peil (AP)) ist aus der wohl weltweit längsten Wasserstands-Beobachtungsreihe entstanden. Um 1683 wurde es mit 8 Deichniveausteinen festgelegt und später auf Marken in den Amsterdamer Ij-Schleusen übertragen. Diese Markierungen dienten der regelmäßigen Überprüfung des Seeniveaus.

Amsterdamer Peil bezeichnete die „mittlere Fluthöhe zu Amsterdam“. Sie entsprach dem MThw-Niveau der Zuider See. Aus der Wasserstandsreihe von 1683/1684 errechnete sich der

Tidehub in Amsterdam zu $13^{23/306}$ Daumen = 0,3365 m; damit lag das AP zu jener Zeit $0,3365/2 + 0,0018$ m = 0,17 m über dem Mittel aus Hoch- und Niedrigwasser bei Amsterdam (Zuider See).

STUART (1880 zitiert) berechnete für den Beobachtungszeitraum von 1843 bis 1860 das Mittelwasser der Zuider See aus Wasserstandsbeobachtungen zu 0,144 m unter dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels.

In den Niederlanden erfolgte etwa ab 1800 und besonders zur französischen Besatzungszeit die systematische Ausbreitung des AP als Landeshorizont, der auch nach Aufgabe des Pegels 1872 bis heute Gültigkeit hat. Ähnliches ist auch für das von Preußen eingeführte NN zu bemerken. Nach Einführung des neuen Normal-Nullpunktes 1879 ist der Amsterdamer Pegel in seiner Eigenschaft als Nullpunkt für Preußen – sowohl dem Namen als auch der Sache nach – beseitigt.

Es hat sich inzwischen herausgestellt, daß im Laufe der Zeit beide Höhensysteme, das niederländische NAP und das bundesdeutsche NN, nicht mehr in ein und derselben Ebene liegen.

1885 stimmten beide Höhensysteme noch überein:

$$AP = NN$$

Von 1926 bis 1940 sind dagegen folgende Abweichungen zwischen beiden Systemen beobachtet worden:

Ort	NN - NAP
Nieuwe Schans	-0,018 m
Denekamp	-0,018 m
Babberich	-0,027 m
Venlo	-0,020 m
Vaals	-0,021 m
Mittel	-0,021 m

$$NAP = NN + 2 \text{ cm}$$

Dänische Höhenangaben beziehen sich dagegen auf die Niveaufläche dänisch Normal-Null, deren Höhe als Durchschnittswert aus den mittleren Wasserständen von etwa zehn über das ganze Land verstreut liegenden Häfen an Nord- und Ostsee festgesetzt worden ist.

Als Normal-Höhenpunkt ist 1891 im Dom zu Aarhus eine Höhenmarke mit der Höhe 5,6150 m über dänisch Normal-Null angebracht worden. Die mittleren Wasserstände sind durch Pegelbeobachtungen ermittelt worden und auf das dänische System G.M. bezogen. Zwischen diesem und dem deutschen Normal-Null (neues System) besteht die Beziehung:

$$G.M. = NN - 0,140 \text{ m}$$

Der Differenzbetrag von 0,140 m ist als Durchschnittswert anzusehen, der bei den einzelnen Punkten entlang der Grenze ein wenig variiert (nach Angaben vom Landesvermessungsamt Schleswig-Holstein).

Bei Umrechnungen von Wasserständen von einem auf den anderen Landeshorizont müssen diese Abweichungen entsprechend berücksichtigt werden.

2.2 Mittlerer Meeresspiegel (MSL), Definition

Die ruhende, d. h. von allen astronomischen und meteorologischen Störungen befreite Meeresfläche ist angenähert (bis auf quasikonstante Effekte, etwa durch Strömungen) eine Niveaufläche des Schwerkraftpotentials (Geoid) und wird als Referenzfläche für geodätische Höhen benutzt. (Symposium für internationale Küstengeodäsie, Juli 1970.)

TORGE (1981) stellt bestimmte Anforderungen an das Geoid als

- einheitliche Höhenbezugsfläche zur Festlegung der Topographie im kontinentalen und ozeanischen Bereich,
- globale Referenzfläche zur Festlegung der quasi-stationären Meeresflächentopographie,
- regionale Referenzfläche zur Festlegung dynamischer Vorgänge (Strömungsbestimmungen).

Hieraus leitet MONKA (1984) die von MATHER (1975) vorgeschlagene Forderung ab, das Geoid als Niveaufläche minimaler Abweichung zum MSL zu definieren. Daher sollten nach seiner Meinung beide, Geoid und MSL, mit gleicher Genauigkeit (± 10 cm) bestimmbar sein, um die an das Geoid gestellten Forderungen zu erfüllen.

TORGE (1981) erhebt die Forderung, eine klare Trennung von Geoid und Meeresflächentopographie vorzunehmen und die approximative Entwicklung von Modellen für die Abweichungen zu betreiben. Damit ist die Aufgabe der Geoidbestimmung ohne eingehende Kenntnis des MSL nicht lösbar.

Ogleich der Begriff mittlerer Meeresspiegel oder Mean Sea Level (MSL) leicht verständlich und auch anschaulich ist, hat er in seiner Funktion als Höhenbezugsfläche zur Beschreibung der Meeresflächentopographie im ozeanischen oder Küstenbereich bisher nicht die Rolle gespielt, die ihm von der Bedeutung her eigentlich zugeordnet ist. Das kann einmal in der Mehrdeutigkeit des Begriffes MSL begründet sein. So wird nach BRAY (1977) „MSL“ bedauerlicherweise für verschiedene Begriffe verwendet, z. B.

- 1) durchschnittliche Wasserstandshöhe, gemessen an einem bestimmten Küstenort über eine bestimmte Zeit, die man nach BRAY besser mit „Mean Water Level“ (MWL) bezeichnen sollte, da hier nur ein örtlicher Wasserstand beschrieben wird,
- 2) regional gemittelte Wasserstände,
- 3) mittlere ozeanische Wasserstände,
- 4) weltweite mittlere Wasserstände.

Zum anderen kann es daran liegen, daß der Weg von der Definition bis zur Realisierung einer zuverlässigen MSL-Bestimmung zum heutigen Zeitpunkt noch problematisch ist. So ist es bisher im küstenfernen Bereich nur möglich, mit ozeanographischen Methoden für einen festgelegten Zeitraum die Meeresoberfläche als Funktion aus zeitlich unterschiedlichen Faktoren wie Dichte, Reststrom, Luftdruck u. a. zu bestimmen (LISITZIN, 1974). Aus diesen Parametern gewonnene Informationen können daher in erster Näherung nur zeitliche Änderungen der Meeresoberfläche beschreiben, ohne den Bezug zur Referenzfläche genau zu präzisieren. Wesentlich zuverlässiger als auf dem freien Meer sind MSL-Bestimmungen in den Küstenbereichen. Durch ein Netz von höhenfesten Schreibpegeln wird hier der Tideverlauf in Zeit und Höhe erfaßt. Unter Zuhilfenahme der Pegelregistrierungen können so erforderliche Wasserstandshöhen zur MSL-Berechnung direkt der Tideganglinie entnommen werden.

Der „Permanent Service for Mean Sea Level“ (PSMSL) bestimmt den MSL als Größe aus mittleren Monats- oder Jahreswasserständen. Dazu werden stündliche Wasserstände zu täglichen, monatlichen oder jährlichen Mittelwerten zusammengefaßt und hieraus der repräsentative MSL des Pegelortes bestimmt. Nach WOODWORTH (1984) entspricht dieses Verfahren prinzipiell auch der Ansicht früherer Autoren (LISITZIN u. a.).

Nach demselben Verfahren berechnet das DEUTSCHE HYDROGRAPHISCHE INSTITUT (DHI) für den Küstenbereich aus stündlichen bzw. halbstündlichen Wasserständen jährliche MSL (HABICH, 1970).

Die DIN 4049, 1. Teil, definiert den Wasserstand der waagerechten Schwerelinie einer Tidekurve als Tidemittelwasserstand (Tmw). Als Tidekurve wird die Ganglinie der Wasserstände im Tidegebiet an einem bestimmten Ort definiert.

An dieser Stelle muß erwähnt werden, daß schon LENTZ (1879) im Rahmen seiner Tideuntersuchungen mittlere Wasserstände von Pegeln berechnete. Er teilte zu diesem Zweck die „Fluthcurve“ in gleiche Zeitabschnitte von solcher Länge, daß die Kurve als gerade Linie betrachtet werden konnte. Das arithmetische Mittel der Höhen der einzelnen Zeitabschnitte entspricht dem MSL.

Von der Berechnung bzw. Konstruktion her sind die genannten Verfahren zur MSL- bzw. MTmw-Bestimmung gleichwertig, weil sie als relevanten Parameter die Fläche der umschriebenen Tidekurve im betrachteten Zeitraum verwenden.

In Ergänzung zum MSL bzw. MTmw müssen noch Mean Tide Level (MTL) und Tidehalbwasser (MT1/2w) erwähnt werden, weil sie häufiger mißverstanden und mit MSL oder MTmw gleichgesetzt werden. Der PSMSL und die DIN 4049, 1. Teil, verstehen unter MTL bzw. MT1/2w den arithmetischen Mittelwert aus monatlichen oder jährlichen Hoch- und Niedrigwasserhöhen:

$$MT1/2w = \frac{1}{2} \cdot (MThw + MTnw)$$

Unbefriedigend bleiben aber die unterschiedlichen Bezeichnungen für gleiche Zustandsbeschreibungen der mittleren Wasserstände im nationalen und internationalen Sprachgebrauch. Es wäre anzustreben, die international übliche Bezeichnung für den betreffenden mittleren Wasserstand einzuführen.

2.3 Einflüsse auf die Meeresoberfläche und Genauigkeit der Messungen

Der mittlere Meeresspiegel (MTmw) als Referenzfläche ist zeitlichen, etwa monatlichen oder jährlichen Änderungen sowohl absolut als auch relativ zum Festland unterworfen, je nach Wirkungsgrad verschiedener Einflußfaktoren. Zu deren wichtigsten zählen u. a. Dichteschichtung des Meeres (Salzgehalt und Wassertemperatur), Luftdruck, Gezeiten, Reststrom und Windeinwirkungen. WEMELSFELDER (1970) nennt 34 Einflußfaktoren auf den MSL, die er unter 4 Oberbegriffen zusammenfaßt:

- 1) weltweite Einflüsse (u. a. Ekliptik),
- 2) regionale Einflüsse (u. a. Windeinwirkung),
- 3) lokale Einflüsse (u. a. Windwellen oder Seiches),
- 4) instrumentelle Einflüsse (u. a. Nullpunktbestimmung).

Im Küstenbereich lassen sich einige dieser Faktoren mit ausreichender Genauigkeit erfassen und deren Wirkungen auf den MSL näherungsweise bestimmen. Einige Beispiele dafür:

WOODWORTH (1984) berichtet über Einflüsse des 11jährigen Sonnenfleckenzyklus auf den MSL: Nach Auswertung weltweiter Tidepegelaufzeichnungen wird für den MSL in Europa nur bei Phasengleichheit von Sonnen- und Sonnenfleckenzyklus eine Amplitude von 10 bis 15 mm bestimmt. In höheren europäischen Breiten macht sich allerdings diese Amplitude nur bei Phasenungleichheit von Sonnen- und Sonnenfleckenzyklus bemerkbar.

THOMPSON (1979) berichtet über Hinweise auf eine hohe Korrelation zwischen dem Luftdruck über dem Nordost-Atlantik und dem monatlichen MSL von Newlyn (England) und Coruña (Spanien): Über 90 % der monatlichen MSL-Änderungen von Newlyn sind danach auf den unterschiedlichen Luftdruck über dem Atlantik zurückzuführen. Die Standardabweichungen der restlichen MSL-Schwankungen werden für Newlyn und Coruña mit 2,5 cm bzw. mit der Hälfte dieses Wertes angegeben.

PATULLO et al. (1955) werten übers Jahr den Luftdruckeinfluß über dem Atlantik auf MSL Newlyn aus und erhalten eine Amplitude um 1 cm.

Die Amplitude der Nodaltide (Periode 18,6 Jahre) beträgt bei THOMPSON (1979) 0,8 cm, bei ROSSITER (1967) aus jährlicher MSL (1955 bis 1962) 0,6 cm.

LAUKART (1981) bestimmt für den Pegel Wilhelmshaven 137 signifikante Partialtiden aus der stündlichen Zeitreihe 1878 bis 1917 und berechnet u. a. für die Amplitude der Nodaltide 2,1 cm.

Hier ist die Frage berechtigt, ob es sich bei Schwingungen mit solch kleinen Amplituden lohnt, 19jährige Mittelwerte von Wasserständen zu berechnen, weil sie keinen nennenswerten Einfluß auf die weitere Bearbeitung haben, vielmehr aber eine nicht zu rechtfertigende Glättung der Daten bringen.

Bei PATULLO und LISITZIN werden zeitliche Schwankungen des MSL durch die Annahme erklärt, daß die Gesamtmasse des Wassers und der Luft über einem bestimmten Ort konstant bleibt. LISITZIN schätzt u. a. die MSL-Schwankungen für die Nordsee auf ± 4 cm als Folge von großräumigen Luftdruckverteilungen.

Das DHI ermittelt für die wichtigste Partialtide M_2 (halbtägige Haupt-Mondtide) in der mittleren und südöstlichen Nordsee eine Abweichung des MSL von der Niveaufläche bis zu 1 cm. Bei derselben Tide, jedoch mit zusätzlichem „mittleren Wind“, beträgt diese Abweichung bis zu 6 cm.

Natürlich ist auch eine MSL-Bestimmung aus stündlichen Wasserstandswerten, die an der Küste und dem angrenzenden seewärtigen Küstenbereich den Tideganglinien von selbstständig registrierenden Schreibpegeln entnommen werden, nicht ganz problemlos, weil sich die Frage, ob der Pegelschrieb den wahren Wasserstand aufzeichnet, nicht ohne weiteres beantworten läßt.

Das Problem der Registriergenauigkeit von Pegelaufzeichnungen haben GÖHREN (1968) und SIEFERT (1970) im seewärtigen Küstenbereich eingehend untersucht. Danach können die einzelnen Faktoren

- Dämpfung - Herausfilterung des Seeganges
- Salzgehalt - Wasseraustausch zwischen Pegelrohr und Umgebung
- Staudruck - Wasserdruck vor Einlauföffnung des Pegelrohres
- Höhenanschluß - Refraktionseinfluß auf größere Entfernungen

unterschiedliche Abweichungen zwischen den registrierten und tatsächlichen Wasserständen verursachen. Unter ungünstigen Umständen können sich mehrere Einflüsse überlagern und beträchtliche Abweichungen verursachen. Die größten Abweichungen sind um die T_{mw} -Zeit (d. h. bei halber Tide) wegen größter Strömungsgeschwindigkeit und steilstem Tidestieg zu erwarten.

Als weitere Fehlerquellen in Tideaufzeichnungen nennt GÖHREN (1968) u. a. das mechanische Übertragungsverhalten des Pegels und Einstellfehler, wobei Fehler durch den ungenauen Gang der Pegeluhr besonders kritisch sein können.

Eine andere Methode, einen Gezeitenverlauf im Küstenvorfeld und im angrenzenden Seebereich zu ermitteln, ist durch den Einsatz von Hochseepegeln gegeben. Hochseepegel sind Druckpegel. Der Pegel registriert am Meeresboden den Gesamtdruck der über dem

Druckaufnehmer liegenden Wassersäule, d. h. die Höhe der Wassersäule plus Luftdruck. Aus fortlaufenden Druckänderungen lassen sich nach Korrektur von Luftdruck, Salzgehalt und Wassertemperatur örtliche Tideganglinien entwickeln, die im freien Meer aufgrund der Gegebenheiten ohne Bezug zum NN-Horizont sind.

Die Schwierigkeit, im freien Meer Dichteunterschiede und Luftdruckverteilungen für eine Hochseepegelstation über einen längeren Meßzeitraum zu erfassen sowie deren spätere arbeitsintensive Berücksichtigung bei Umrechnung von Druckwerten in Wasserstandshöhen waren Veranlassung, einen Hochseepegel-Gezeitenverlauf mit dem eines Schreibpegels im Tidegebiet der Außenelbe bei Scharhörn zu vergleichen, um ein Maß für die Genauigkeit und Zuverlässigkeit von Hochseepegeldaten mit einer vereinfachten Korrektur für variable Dichte und variablen Luftdruck zu erhalten.

Neben dem stationären Schreibpegel in der Radarbake „C“ wurden im Juni 87 ein Aanderaa-Pegel des DHI und im November 87 ein Pegel des gleichen Typs von der Fachhochschule Hamburg in ca. 13 m Wassertiefe ausgelegt. Eine Zuordnung des Pegelnulls der Hochseepegel zum Höhenbezugssystem war nicht möglich.

Da bislang nur die Möglichkeit besteht, Tideaufzeichnungen von Pegeln ohne ein gemeinsames Höhensystem nach relativen Wasserstandsänderungen zu vergleichen, wird im folgenden ein anderer Weg beschritten, um einen Wert zur Beurteilung für die Gezeitenkurve aus den Druckwerten des Hochseepegels zu erhalten. Von beiden Pegeln, dem Schreibpegel in Radarbake „C“ und dem Hochseepegel, sind für den Meßzeitraum im Juni 1987 mittlere Tidekurven konstruiert und daraus das MTmw berechnet worden. (Diese Methode wird im weiteren Verlauf der Arbeit erläutert.) Das MTmw wird als Bezugshorizont für den Vergleich beider Tidekurven eingeführt. Nach Reduzierung des MTmw auf 0, wobei 100 hPa = 100 cm, folgt als Ergebnis:

Pegel:	Schreibpegel	Hochseepegel	Differenz
MThw	143,9 cm	140,3 cm	-3,6 cm
MTmw	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm
<u>MTnw</u>	<u>-157,1 cm</u>	<u>-156,7 cm</u>	<u>+0,4 cm</u>
MThb	301,0 cm	297,0 cm	-3,2 cm
k	47,8 %	47,2 %	-0,6 %

Auffällig ist die weitgehende Übereinstimmung der mittleren Tideverhältnisse im Juni 1987 von Schreib- und Hochseepegel (Abweichung rd. 1 % des MThb), obwohl beim letzteren das Datenmaterial zur Bestimmung der mittleren Gezeitenkurve nur mit dem normalen Luftdruck 1013 mbar und der für Scharhörn ausgewiesenen mittleren Dichte 1.026 g/m³ beschickt worden ist, ohne dabei die Besonderheiten der täglichen Luftdruck- und Dichteverteilung zu berücksichtigen.

Die mittleren Gezeitenkurven unterscheiden sich wesentlich nur im MThw-Scheitel. Das MThw tritt 6 min früher ein und ist 4 cm niedriger als beim Schreibpegel.

Die eindeutige Beziehung zwischen den MThw- bzw. MTnw-Abweichungen der einzelnen Scheitelwerte beider Pegel wird für den Meßzeitraum durch deren Korrelationskoeffizienten $r = 0,968$ bzw. $r = 0,963$ charakterisiert.

Sicherlich hat die stabile Wetterlage im Meßzeitraum das Ergebnis mit beeinflusst. So weicht das Monatsmittel für den Luftdruck im Juni 1987 nur um 1 mbar vom normalen Luftdruck 1013 mbar ab, und die Tagesmittelwerte schwanken um den arithmetischen Mittelwert mit ± 5 mbar. Luftdruckänderungen von 1 mbar bewirken in grober Annäherung eine Höhenänderung der Meeresoberfläche von 1 cm. Aufgrund der geringen Luftdruckge-

gensätze fehlen auch für den Meßzeitraum Starkwindlagen, die den Gang der Gezeitenkurve zusätzlich mit Windstau überlagern. Die Einflüsse der Atmosphäre auf die Gezeiten im Juni entsprechen damit in etwa mittleren Verhältnissen.

Daher können die Wirkungen der Luftdruckschwankungen auf die Meereshöhe ohne wesentlichen Genauigkeitsverlust im Meßzeitraum vernachlässigt werden.

Bei der Untersuchung von DIETRICH (1987) zur Aufzeichnungsgenauigkeit des Hochseepegels sind – im Gegensatz zur vorhergehenden Messung – die Druckwerte um die mittlere Dichte $1,026 \text{ g/cm}^3$ und den zeitlichen Luftdruck korrigiert. Aus den relativen Differenzen der Wasserstandshöhen zum Schreibpegel in Radarbake „C“, die im Zeitabstand von 10 Minuten über die Tide vom 29. 11. 1987 ermittelt wurden, errechnet sich für den relativen Mittelwert die Standardabweichung zu $\pm 3,7 \text{ cm}$.

Da ohne einen gemeinsamen Bezugshorizont die wahre Abweichung zwischen den Gezeitenkurven der Pegel nicht bekannt ist, wird die Genauigkeitsanalyse durch die angenäherte Bestimmung der mittleren Tidekurve und das daraus resultierende Tmw für den 29. 11. 1987 ergänzt und ergibt folgendes Resultat:

Pegel	Radarbake „C“	Hochseepegel	Differenz
Thw	151 cm	153 cm	+ 2 cm
Tmw	0 cm	0 cm	0 cm
Tnw	- 157 cm	- 161 cm	- 4 cm

Aus Anlaß des Projektes „DEBEX“ berichtet WIESE (1981) über durchgeführte Untersuchungen zur Aufzeichnungsgenauigkeit von Hochseepegeln. Danach wurde vor Beginn der Meßkampagne ein Prototyp des Aanderaa-Pegels neben einem stationären Schreibpegel in der Elbmündung bei Cuxhaven in 10 m Wassertiefe ausgelegt und getestet. Die um Dichte und Luftdruck bereinigten Druckwerte zeigten „im Tideverlauf eine sehr gute Übereinstimmung mit den Meßwerten des Schreibpegels“.

Die variable Dichte des Seewassers im freien Meer und die daraus resultierende Höhenänderung des Meeresspiegels sind im Hinblick auf die Bestimmung der Gezeitenkurven aus Druckpegeldaten von Bedeutung. Im wesentlichen bestimmen Temperatur und Salzgehalt die Dichte. In diesem Zusammenhang sind die von CHRISTIANSEN (1974) und SIEFERT (1970) festgestellten Salzgehaltsverhältnisse in der Außenelbe von Cuxhaven bis zum offenen Meer interessant. So beträgt der mittlere Salzgehalt bei Cuxhaven 16 ‰ bis 17 ‰, bei Scharhörn schon um 25,8 ‰ und bei der ehemaligen Position „Feuerschiff Elbe 1“ 30 ‰ bis 32 ‰ übers Jahr und die Tiefe. Bei Helgoland wird mit 32 ‰ bis 33 ‰ noch nicht der mittlere Salzgehalt für Meerwasser erreicht. Westlich Scharhörn werden für mehrere Stationen Salzgehaltsdifferenzen zwischen Oberfläche und Sohle bis maximal 5 ‰ ermittelt. KURZAK und STRÖHMER (1969) weisen bei Untersuchungen in der Weser eine starke Abnahme der Dichteunterschiede etwa ab 3 m unter der Wasseroberfläche nach.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse im Mündungsbereich der Elbe, daß seewärts mit zunehmendem Salzgehalt die Schwankungsbreite von Salzgehaltsänderungen an der Meeresoberfläche sowie an der Sohle abnimmt.

Im freien Meer ist die Dichteänderung gering, so daß sie hier kaum Einfluß auf den Tidehub hat. So bewirkt eine Dichteänderung $0,005 \text{ g/cm}^3$ – ein extremer Wert – als Einflußgröße auf einen Tidehub von 3 m einen Fehleranteil von annähernd 1 cm (Dichteänderung über Wassertiefe gemittelt) nach DEFANT aus LAUKART (1981):

$$\Delta h = \left(\frac{\rho}{\rho'} - 1\right) \cdot w$$

ρ, ρ' = zwei Dichtewerte

w = Höhe der Wassersäule

Wie bereits angedeutet, lassen sich mit einem am Meeresgrund verankerten Hochseepegel keine absoluten Meereshöhen bestimmen, wohl aber aus den zeitlich relativen Höhenveränderungen der Meeresoberfläche örtlich Tideverhältnisse ableiten, auf die geringe Dichteänderungen keinen Einfluß haben. Daher ist es im freien Meer ausreichend, Meßdaten eines Druckpegels ohne Genauigkeitsverluste mit einem konstanten Näherungswert für die Dichte zu beschicken, um deren Einfluß auf die Gezeitenform zu eliminieren.

Die getroffene Annahme, daß unter Vernachlässigung von Dichte- und Luftdruckeffekten errechnete mittlere Gezeitenverhältnisse aus Hochseepegeldaten auch im freien Meer für den Meßzeitraum repräsentativ sind, bestätigen indirekt ausgewertete Hochseepegelmessungen des DHI in der Nordsee 1976 bis 1981. So zeigen mittlere Tidekurven aus verschiedenen Jahreszeiten an näherungsweise derselben Position weitgehende Übereinstimmung in der Form und im Tidehub, obwohl zu ihrer Bestimmung die Druckdaten nur mit konstanter Dichte $> 1030 \text{ g/cm}^3$ und konstantem Luftdruck beschickt sind. Als Beispiel sei hier die Position einer Pegelgruppe 35 km westlich Sylt mit 13 m Wassertiefe und einer anderen, 35 km westlich Helgoland mit 35 m Wassertiefe, angeführt (Tab. 1).

Um speziell für Genauigkeitsanalysen relativer mittlerer Tidekurven einen Zusammenhang aufzeigen zu können, ist auch hier das Tmw als Bezugsebene erforderlich, da keine dieser Hochseepegelstationen eine Beziehung zu einem absoluten Horizont hat. Nach Reduzierung der unterschiedlichen MTmw auf 0 ergeben sich die Resultate für Scheitelwerte in Tab. 1.

Die Homogenität der vier mittleren Tidekurven in jeder Pegelgruppe ist am besten durch einen Vergleich mittlerer Abweichungen in den Gezeitenordinaten nachweisbar. Dazu ist es notwendig, für die sechs Vergleichsmöglichkeiten jeder Gruppe halbstündliche Wasserstands-differenzen von Tnw über Thw bis Tnw aus Gezeitenordinaten zwischen den betrachteten mittleren Tidekurven zu bilden. Aus den Mittelwerten jeder Vergleichsreihe errechnet sich die Standardabweichung als Vergleichsgröße halbstündlicher relativer Wasserstands-differenzen, die eine verlässliche Aussage über die Ähnlichkeit der mittleren Tidekurven zuläßt.

Mit zunehmender Ähnlichkeit des Tidekurvenverlaufs zweier Pegel werden die Unterschiede immer gleichmäßiger und damit wird die Standardabweichung entsprechend kleiner. Die Standardabweichungen errechnen sich für die Pegelgruppe westlich Sylt $\pm 1,6 \text{ cm} \dots \pm 2,3 \text{ cm}$ und für die Pegelgruppe westlich Helgoland mit $\pm 1,0 \text{ cm} \dots \pm 4,0 \text{ cm}$.

Bei der fünften Hochseepegelstation (79 405) in der Pegelgruppe westlich Helgoland sind die Standardabweichungen nicht mit denen der anderen Pegel vergleichbar. Sie betragen für diese Station um $\pm 11,5 \text{ cm}$. Dies kann auf Unregelmäßigkeiten in der Datenerfassung hindeuten.

Die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen über die Gezeitenverhältnisse im freien Meer haben nur Gültigkeit für den mittleren Tidebereich, also Tiden ohne nennenswerten Windstauinfluß. Bei allen vom DHI erhaltenen Hochseepegelunterlagen sind die Druckwerte nur mit konstanter Dichte und konstantem Luftdruck beschickt. Da für die unterschiedlichen Meßzeiträume der Stationen keine Luftdruckangaben vorliegen bzw. umständlich zu beschaffen sind, geben in guter Näherung Ergebnisse einer Regressions- und Korrelationsanalyse der betreffenden Station mit Pegel Helgoland bzw. Borkum-Südstrand Aufschluß über die zur damaligen Zeit herrschenden mittleren Tideverhältnisse und zum anderen

Tabelle 1. Vergleich von Tidescheitelwerten verschiedener Hochseepegelstationen unter Berücksichtigung des MTmw

Hochseepegelstationen 35 km westlich Sylt (Nr. 715a-d)					
Hochseepegel Nr.	77406	77407	78402	78403	
Aufzeichnungs- zeitraum	15. 6. bis 2. 8. 1977	15. 8. bis 20. 10. 1977	21. 2. bis 10. 4. 1978	15. 5. bis 21. 6. 1978	
MThw cm	67	65	66	67	
MTmw cm	0	0	0	0	
MTnw cm	-84	-83	-83	-84	
k %	44,6	44,1	43,9	44,6	

Hochseepegelstationen 35 km westlich Helgoland (Nr. 706a-d)					
Hochseepegel Nr.	78405	78406	79404	79412	79405
Aufzeichnungs- zeitraum	20. 7. bis 6. 9. 1978	29. 9. bis 16. 11. 1978	4. 5. bis 13. 6. 1979	19. 9. bis 21. 10. 1979	12. 3. bis 30. 4. 1979
MThw cm	102	99	103	98	114
MTmw cm	0	0	0	0	0
MTnw cm	106	103	107	102	119
k %	49,0	49,0	49,0	48,9	48,8

über die Genauigkeit der relativen Höhen der Tidescheitelwerte. Für 4- bis 8wöchige Tideaufzeichnungen werden Korrelationskoeffizienten für den mittleren Tidebereich zwischen 0,78 und 0,93 ermittelt und für die relativen Mittel der MThw bzw. MTnw Vertrauensbereiche 95 % zwischen 0,04 m und 0,08 m bestimmt.

Es bleibt aber auch zu bedenken, daß bei der Gezeitenerfassung, gleichgültig nach welcher Methode, immer mit nicht erfaßbaren Abweichungen zwischen dem tatsächlichen Wasserstand und dem der Pegelregistrierung gerechnet werden muß und die erreichte Genauigkeit immer von der Genauigkeit der Meßwerte abhängig ist. Daher sollten bei Hochseepegelmessungen nach Möglichkeit Daten aus mindestens 2 Perioden der halbmonatlichen Ungleichheiten (ca. 1 Monat) in die Berechnungen einfließen, um die mittleren Gezeiten mit hinreichender Genauigkeit zu erfassen.

3. Mittlere Tideparameter

3.1 Ansätze zur Bestimmung des MTmw aus beobachteten Wasserständen

Die international übliche und auch vom DHI angewendete Methode zur Berechnung des jährlichen MSL (MTmw) aus Mittelbildung stündlicher bzw. halbstündlicher Wasserstände liefert ein gutes Maß für die Höhenlage des MSL (MTmw) eines Pegels. Für das Ergebnis ist der zeitliche Abzissenabstand entscheidend, wobei zwangsläufig die Scheitelwerte der Tidekurve nur dann erfaßt werden, wenn sie mit der gewählten Zeiteinheit zusammenfallen.

Dabei ist noch zu beachten, daß dieser Auswertemodus die Digitalisierung stündlicher

bzw. halbstündlicher Wasserstände erfordert und nur für längere, nicht wesentlich unterbrochene Aufzeichnungsreihen stationärer Pegel im Küstenbereich anwendbar ist.

Bei Pegeln im Küstenvorfeld, die nur in den Sommermonaten Tideverhältnisse aufzeichnen, kann das berechnete MTmw durch verkürzte oder unterbrochene Zeitreihen gegenüber der jährlichen um einen bestimmten Abstand verändert sein. Um diesen Effekt auszuschalten, wurden mittlere Tidekurven für alle Pegel im Küstenvorfeld sowie für Hochseepegel entsprechend dem Verfahren von LÜDERS (1950) entwickelt und aus diesen das MTmw abgeleitet. Die Definition zur Entwicklung mittlerer Tidekurven und Tidebereiche ist bei SIEFERT und LASSEN (1985) erläutert. Die weiteren Ausführungen zum aktuellen Problem lassen es notwendig erscheinen, die wichtigsten Formulierungen über mittlere Tideverhältnisse noch einmal wiederzugeben:

Zur Darstellung synoptischer Angaben über mittlere Gezeitenbewegungen in der südöstlichen Nordsee wurden zwei fünfjährige Bezugszeiträume (1975 bis 1979 und 1982 bis 1986) gewählt.

Nur von den Pegeln früherer I. Ordnung wurden die Mittel den Gewässerkundlichen Jahrbüchern entnommen; für alle anderen genannten Pegel wurden sie berechnet. Entsprechend dem Verfahren von GÖHREN (1964) waren dazu Bezugspegel zu wählen. Nach Prüfung der Verlässlichkeit der Pegel wurden folgende Pegel als „Gerüst“ festgelegt (Tab. 2).

Tabelle 2. Bezugspegel

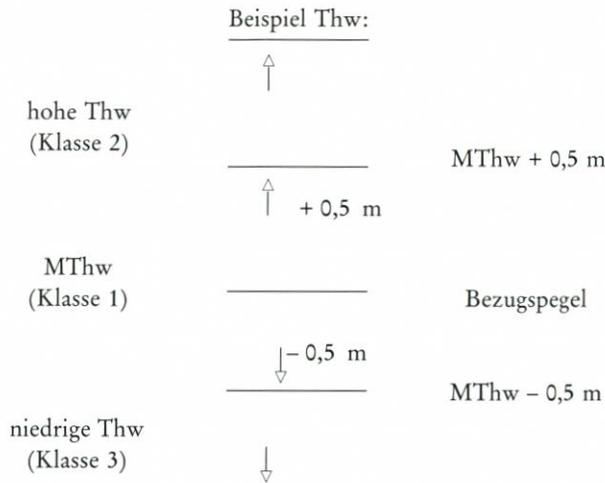
Nr.	Bezugspegel ¹ Name	Gebiet mit Anschlußpegeln ²	Bemerkungen
1	Borkum-Südstrand	Borkum bis Wangerooge	1975 bis 1979
	Borkum-Fischerbalje		1982 bis 1986
2	Wilhelmshaven-Alter Vorhafen	Wangerooge bis Hoheweg	die Veränderung des PNP von NN - 5,013 m bis 1975 auf NN - 5,035 m ab 1976 wurde berücksichtigt
3	Bremerhaven-Doppelschleuse	Hoheweg bis Knechtsand	1975 bis 1979
	Bremerhaven-Alter Leuchtturm		1982 bis 1986
4	Cuxhaven	Knechtsand bis Marner Plate	
5	Büsum	Marner Plate bis Eiderstedt	
6	Wittdün	Eiderstedt bis List	Husum ist wegen örtlicher Einflüsse und Randlege wenig geeignet als Bezugspegel
7	Helgoland	Hochseepegel	Helgoländer Null

¹ regional übergeordnete Stationen

² nachgeordnete Stationen, deren Werte statistisch mit denjenigen der Bezugspegel verknüpft wurden

Berechnung der MTnw- und MThw-Höhen

Zunächst wurden zwischen Bezugs- und Anschlußpegeln statistische Beziehungen der Thw- und Tnw-Höhen in der von GÖHREN angewendeten Klassifizierung in drei Stufen abgeleitet:



Somit gibt es für jeden Anschlußpegel drei Thw- und drei Tnw-Bereiche, deren Merkmale Angaben zur elementaren Größe wie der linearen Regression, der Korrelation, den Mittelwerten der Wasserstände und der Prüfstatistik sind. Auf diese Weise werden Tiden ohne und mit positivem oder negativem Windstau entsprechend der Klassifizierung erfaßt. Grundlegende Betrachtungen zeigten, daß sich bei rd. 150 ausgewählten Tiden aus dem gewässerkundlichen Jahr (gleichmäßige Verteilung über Spring-, Nippverhältnisse und Tageszeit beachtet) eine Schätzung der MThw- oder MTnw-Werte mit der gewünschten Genauigkeit einstellt.

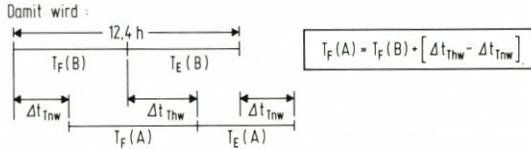
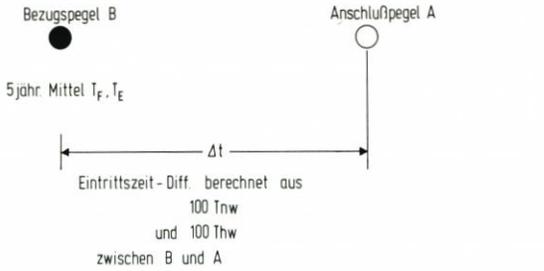
In diesem Zusammenhang sollte erwähnt werden, daß sich für die MThw oder MTnw derjenigen Pegel, von denen Aufzeichnungen über weniger als $\frac{1}{2}$ Jahr vorliegen – hier wurden alle Datenpaare zur Auswertung benutzt –, Standardabweichungen der Bereichsklasse 1 von 20 bis 25 cm und Vertrauensbereiche für den Mittelwert um ± 4 cm bei einer statistischen Sicherheit von 95 % ergeben.

Berechnung der Flut- und Ebbedauern

Aus den jährlichen Flut- und Ebbedauern (T_F , T_E) wurde für jeden Bezugspegel individuell der fünfjährige Mittelwert gebildet und für die weitere Berechnung verwendet. Für die Anschlußpegel wurden die betreffenden T_F und T_E aus den fünfjährigen Mitteln des zugehörigen Bezugspegels und den zeitlichen Thw- und Tnw-Differenzen Δt zwischen den Bezugsorten abgeleitet (Skizze a).

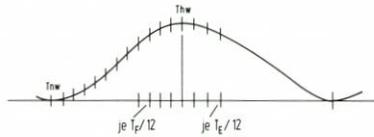
Berechnung der mittleren Tidekurven

Nach den somit für 1975/79 und 1982/86 festgelegten MTnw, MThw, T_F und T_E wurden von den einzelnen Pegeln entsprechend dem Verfahren von LÜDERS (1950) 20 Tiden ausgewählt, deren Scheiteldaten den Mittelwerten möglichst nahekommen, d. h. Toleranzen von ± 10 cm und ± 20 min aufweisen. Zu etwa 70 % konnten ganze Kurven (von Tnw bis Tnw) verwendet werden. Die restlichen Daten mußten von separaten Flut- und Ebbeästen genommen werden.



Skizze a

Skizze b



Diese Tiden wurden getrennt im Flut- und im Ebbeast in je 12 Teile gleicher Dauer geteilt, dann die Teilwerte der Höhen gemittelt. Über die Genauigkeiten geben die statistischen Mittel Aufschluß. Für 10 willkürlich herausgegriffene mittlere Tidekurven im Untersuchungsgebiet wurden für jeden Teil die Standardabweichung mit dem dazugehörigen Vertrauensbereich berechnet. Die errechneten Standardabweichungen und Vertrauensbereiche 95 % in Tab. 3 enthalten auch Pegelwerte aus halbjährlichen Wasserstandsregistrierungen, die das Ergebnis ungünstig beeinflussen. Bei jährlicher Tideregistrierung sind die Standardabweichungen und Vertrauensbereiche um eine Größenordnung besser.

Tabelle 3. Genauigkeit der mittleren Tidekurven

Teil	Flut Stand.- Abw. cm	Vertrauens- bereich 95 % cm	Teil	Ebbe Stand.- Abw. cm	Vertrauens- bereich 15 % cm
T_{nw}	$\pm 7,1$	$\pm 3,3$	T_{thw}	$\pm 6,3$	$\pm 2,9$
1/12	$\pm 7,2$	$\pm 3,4$	1/12	$\pm 6,2$	$\pm 2,9$
2/12	$\pm 7,4$	$\pm 3,5$	2/12	$\pm 6,2$	$\pm 2,9$
3/12	$\pm 9,2$	$\pm 4,3$	3/12	$\pm 6,0$	$\pm 2,8$
4/12	$\pm 11,2$	$\pm 5,2$	4/12	$\pm 6,0$	$\pm 2,8$
5/12	$\pm 10,9$	$\pm 5,1$	5/12	$\pm 6,7$	$\pm 3,1$
6/12	$\pm 9,7$	$\pm 4,5$	6/12	$\pm 7,2$	$\pm 3,4$
7/12	$\pm 7,8$	$\pm 3,6$	7/12	$\pm 7,4$	$\pm 3,5$
8/12	$\pm 6,7$	$\pm 3,1$	8/12	$\pm 7,3$	$\pm 3,4$
9/12	$\pm 6,2$	$\pm 2,9$	9/12	$\pm 7,4$	$\pm 3,5$
10/12	$\pm 6,3$	$\pm 2,9$	10/12	$\pm 6,0$	$\pm 2,8$
11/12	$\pm 6,5$	$\pm 3,0$	11/12	$\pm 5,8$	$\pm 2,7$
T_{thw}	$\pm 6,3$	$\pm 2,9$	T_{nw}	$\pm 6,0$	$\pm 2,8$

Die so bestimmten 24 Punkte dienen als Stützpunkte zur Konstruktion der mittleren Tidekurve mit Hilfe von Spline-Funktionen. Durch Integration der Fläche unter der mittleren Tidekurve wird die Höhe der Schwerelinie als MTmw bestimmt.

Die Ganglinie einer mittleren Tidekurve enthält alle relevanten Einflüsse, die u. a. durch Ungenauigkeiten im Höhenanschluß zu einem Bezugshorizont und solche bei Erstellung des Datenmaterials, der Auswertmethode und des Abbildungsmaßstabes hervorgerufen werden. Mit dem Einsatz von elektronischen Tischrechnern reduzieren sich die Genauigkeitsprobleme bei Berechnung und Plotten der Kurve. So werden z. B. die Merkmale einer mittleren Tidekurve, wie Überflutung der Watten durch Änderung der Anstiegsrate, gegenüber einer manuellen Zeichenmethode objektiver dargestellt. Um diese Informationen auch deutlicher zu erkennen, müssen beim Einsatz von Computern die Mittelwerte halbstündlicher Gezeitenordinaten mit mm Angaben in den Rechengang eingeführt werden, da cm Angaben zu nichtbegründeten Formänderungen des Kurvenverlaufs und damit zu Differenzen im MTmw führen.

Nach den Ausführungen zur Bestimmung des MTmw aus mittleren Tidekurven und stündlichen bzw. halbstündlichen Wasserständen bleibt zu prüfen, ob diese berechneten Mittelwerte voneinander abweichen. Das DHI hat für die Pegel Helgoland und Cuxhaven jährliche MSL (Kalenderjahr) aus gleichabständigen Wasserstandsbeobachtungen abgeleitet. Diesen Ergebnissen werden die fünfjährigen MTmw-Werte aus mittleren Tidekurven gegenübergestellt (Tab. 4). Die Übereinstimmung liegt im Rahmen der Meßgenauigkeit.

Tabelle 4. Vergleich 5jähriger Mittel aus MSL und MTmw

Pegel Cuxhaven	berechnet aus		Differenz
	MSL als Mittelwerte stündl. Wasserstände	MTmw aus mittlerer Tidekurve	
1923/27	503,6 cm	503,1 cm	+0,5 cm
1933/37	501,0 cm	500,0 cm	+1,0 cm
1953/57	505,5 cm	504,7 cm	+0,8 cm
1963/67	509,6 cm	507,0 cm	+2,6 cm
Pegel Helgoland			
1953/57	468,0 cm	466,1 cm	+1,9 cm
1963/67	467,9 cm	466,6 cm	+1,3 cm
1975/79	464,6 cm	463,5 cm	+1,1 cm
1982/86	468,6 cm	469,1 cm	-0,5 cm

3.2 Bestimmung des Parameters k

Ein weiteres interessantes Kriterium zur Beurteilung örtlicher Tideverhältnisse bezieht schon LENTZ in seine Gezeitenbetrachtungen ein, den dimensionslosen k -Wert einer mittleren Tidekurve. Seit langem ist bekannt, daß MTmw und $MT_{1/2w}$ in der Höhe differieren, weil die Tide durch astronomische und zusätzliche örtliche Einflüsse, wie Topographie im Küstenvorfeld und der Beckenform des Randmeeres Nordsee mitbestimmt wird und daher die Form der Tidekurve von einer reinen Sinuskurve abweicht. Abb. 1 läßt die Definition der Tidecharakteristik erkennen:

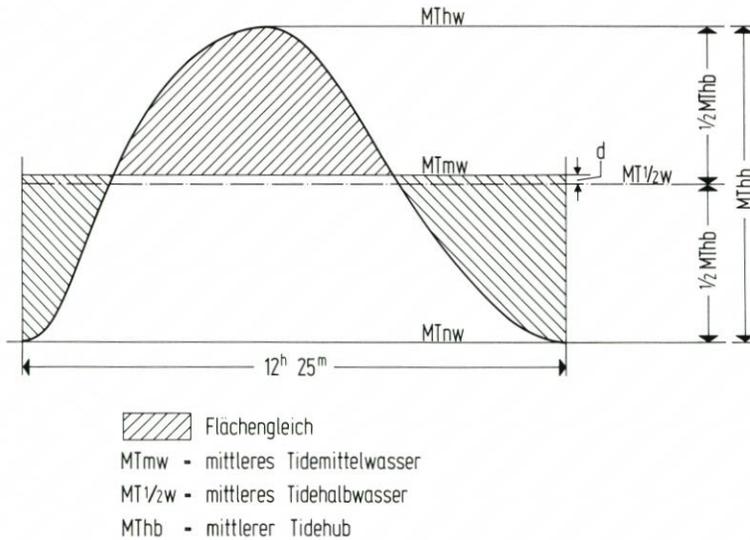


Abb. 1: Darstellung der Tidecharakteristik (schematisch)

$$\Delta = \frac{MTmw - MT1/2w}{MThb} = \frac{d}{MThb}; \quad d = MThb \cdot \Delta$$

$$k = \frac{MThw - MTmw}{MThb}; \quad MTmw = MThw - MThb \cdot k$$

$$k = \frac{MThw - MT1/2w}{MThb} - \Delta; \quad k = 0,5 - \Delta$$

k gibt also das Verhältnis an, um wieviel vom MThb das MTmw unter dem MThw bleibt. Bei einer harmonischen Tidekurve, bei der das MTmw mit dem MT1/2w zusammenfällt, erreicht k den Wert von 0,5 oder 50%. Aus den Pegelbeobachtungen in der südöstlichen Nordsee errechnen sich Koeffizienten

$$k = 0,43 \text{ bis } 0,50$$

Die Formänderung einer mittleren Tidekurve mit dem daraus resultierenden k soll an zwei Beispielen erläutert werden.

Die mittlere Tidekurve des Pegels Duhner Watt wird außer durch astronomischen Einfluß hauptsächlich durch die Topographie im Küstenvorfeld (Watt) geprägt. Die Form der Gezeitenkurve und der ermittelte Wert $k = 0,44$ zeigen dies deutlich im Vergleich zu den umliegenden Pegeln in der Elbe und in den Hauptprieln, deren k-Wert etwa 0,47 beträgt.

Der Pegel Forschungsplattform Nordsee und die Hochseepegelgruppen westlich der Insel Sylt im tiefen Meeresbereich haben unterschiedliche Koeffizienten von $k = 0,49$ bzw. 0,43 bis 0,44. Diese Differenz ist nicht zufällig, wie weiter unten noch ausgeführt wird.

Es ist nun naheliegend, aus allen ortsgebundenen Parametern k einen Mittelwert zu bestimmen, um mit diesem sogenannten „Erfahrungswert“ für weitere Pegel aus deren MThw das MTmw abzuleiten. Diese Art der MTmw-Berechnung kann nur zu Näherungswerten führen, die einer prognostischen Aussage sehr schaden können. Auch LOHRBERG (1981) bedauert sehr, daß teilweise bei früheren MTmw-Bestimmungen der „Erfahrungswert“ $k = 0,4619$ oder $\Delta = 0,0391$ benutzt wurde.

In Untersuchungen über den sogenannten Erfahrungswert hat 1975 der Sonderforschungsbereich 149 für die Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven nachgewiesen, daß sich bei Zeiträumen ohne kontinuierliche Wasserstandsregistrierungen der Einfluß der Seichtwassertienden M_4 und M_6 durch unterschiedliche Berechnungsmethoden auf die Größe d auswirkt.

Bei einer weiteren kritischen Betrachtung des Faktors k ist festzustellen, daß k sehr empfindlich reagiert. Seine Genauigkeit hängt – unter der Voraussetzung brauchbarer Meßdaten – im wesentlichen von der Rechenschärfe ab. Daher sollte das MTmw je nach Bestimmungsart so genau wie möglich ermittelt werden, um ein signifikantes k in der dritten oder vierten Stelle hinter dem Komma abzusichern.

Zusammenfassend kann gesagt werden: k ist eine zeitlich nahezu konstante Funktion des Pegelortes. Dieses wird in Tab. 5 bei den langjährigen Mittelwerten der Pegel Cuxhaven und Helgoland erkennbar. Die jährlichen Werte streuen nur geringfügig um die Mittelwerte, auch wenn sich, wie in Cuxhaven, der MThb im Laufe der Zeit verändert hat. Die relativ kleine Differenz der k -Mittelwerte beträgt zwar nur 0,0105, verursacht aber bei einer MTmw-Bestimmung z. B. für Cuxhaven mit den Helgoländer k -Werten bei einem MThb von 3 m eine Abweichung vom Cuxhavener Sollwert von 0,03 m. Daher sind berechnete MTmw mit einem für die südöstliche Nordsee ermittelten „Erfahrungswert k “ wenig sinnvoll, weil sie zwangsläufig zu Ungenauigkeiten führen. Unter Berücksichtigung aller zusammengetragenen Kriterien sind daher alle MTmw der vorliegenden Arbeit einheitlich aus mittleren Tidekurven abgeleitet.

4. Ergebnisse

4.1 Bemerkungen zur MSL-Entwicklung

Bisher benutzten nur wenige deutsche Autoren bei Verfolgung küstendynamischer Prozesse den Meeresspiegel als Bezugsgröße in ihren Untersuchungen, obwohl es in bestimmten Fällen durchaus sehr vorteilhaft sein kann, das MTmw in diese Betrachtungen einzubeziehen. Das MTmw erlaubt für eine Hypothese, die u. a. Tideverhältnisse verarbeitet, eine qualifizierte Aussage, weil dann nicht nur die Scheitelwerte berücksichtigt werden, sondern über das MTmw auch die Form der mittleren Tidekurve in die Berechnungen einfließt. So fußen z. B. Erkenntnisse über einen säkularen Trend des Meeresspiegels auf einer Vielzahl von Informationen. Aber nur wenige deutsche Autoren verfolgen diese Entwicklung des Meeresspiegelanstiegs aus dem langfristigen Verhalten des MTmw. Nach LAUKART (1981) und PELZER (1981) läßt sich ein linearer Trend des Wasserstandes mit einer Standardabweichung von 0,5 mm/a bestimmen, wenn monatliche MTmw über mindestens 40 Jahre zur Verfügung stehen. Diese Genauigkeit ist auch ausreichend, um Nivellementsnetze im Küstenbereich über mehrere Pegel abzusichern.

EKMANN (1988) beschreibt eine Methode zur Ermittlung von Höhenbewegungen des MSL bei Stockholm nach Beobachtungsergebnissen des schwedischen „Meteorologischen und Hydrographischen Institutes“ für die Zeitreihe 1774 bis 1984. Mit Hilfe linearer Regressionen werden für zwei hundertjährige Zeitfolgen Werte zur Landhebung ermittelt:

$$\Delta H (1774 \text{ bis } 1874) = 4,93 \pm 0,23 \text{ mm/Jahr}$$

$$\Delta H (1875 \text{ bis } 1984) = 3,92 \pm 0,19 \text{ mm/Jahr}$$

Die Differenz zwischen den Zeitreihen mit

$$\Delta H = 1,01 \pm 0,3 \text{ mm/Jahr}$$

Tabelle 5. k-Werte, aus stündlichen Wasserständen bestimmt*

Jahr	Pegel		Jahr	Pegel	
	Helgoland	Cuxhaven		Helgoland	Cuxhaven
1886	—	(0,4726)			
1906/10	—	0,4629			
1916	0,4770	0,4718			
1925	—	0,4660*	1956	0,4794	0,4665
1926	—	0,4680	1957	0,4794	0,4675
1927	—	0,4679	1958	0,4782	0,4666
1928	—	0,4678	1959	0,4787	0,4686
1929	—	0,4669	1960	0,4792	0,4659
1930	—	0,4656	1961	0,4817	0,4678
1931	—	0,4669	1962	0,4783	0,4680
1932	—	0,4664	1963	0,4783	0,4675
1933	—	0,4685	1964	0,4790	0,4672
1934	—	0,4656	1965	0,4777	0,4649
1935	—	0,4670	1966	0,4777	0,4642
1936	—	0,4684	1967	0,4748	0,4646
1937	—	0,4677	1968	0,4792	0,4650
1938	—	0,4701	1969	0,4800	0,4666
1939	—	0,4700	1970	0,4782	0,4648
1940	—	0,4723	1971	0,4795	0,4667
1941	—	0,4729	1972	0,4781	0,4660
1942	—	0,4714	1973	0,4783	0,4669
1943	—	0,4738	1974	0,4772	0,4658
1944	—	0,4732	1975	0,4800	—
1945	—	0,4706	1976	0,4794	—
1946	—	0,4712	1977	0,4782	—
1947	—	0,4726	1978	0,4780	—
1948	—	0,4721	1979	0,4780	—
1949	—	0,4724	1980	0,4782	—
1950	—	0,4685	1981	0,4791	—
1951	—	0,4665	1982	0,4787	—
1952	—	0,4669	1983	0,4802	—
1953	0,4762	0,4668	1984	0,4778	—
1954	0,4767	0,4678	1985	0,4786	—
1955	0,4791	0,4684	1986	0,4766	—
			Mittel:	0,4785	0,4680
			Vertrauensbereich 95 %:	± 0,0013	± 0,0025
			Anzahl:	34	50

* freundlicherweise vom DHI zur Verfügung gestellt

und einer sehr hohen statistischen Signifikanz von 99,9% wird auf den eustatischen Anstieg des MSL von 1 mm/Jahr zurückgeführt. In der weiteren Argumentation deutet dieses nach EKMAN eindeutig auf den Meeresspiegelanstieg durch klimatische Veränderungen in der nördlichen Hemisphäre nach der letzten kleinen Eiszeit hin.

THOMPSON (1979) bestimmt einen linearen Meeresspiegelanstieg aus monatlichen MSL Daten Newlyn über die Periode 1950 bis 1975 mit $1,42 \pm 0,19$ mm/a, während ROSSITER (1967) einen Wert von $2,15 \pm 0,14$ mm/a für die Zeitreihe 1915 bis 1962 erhält.

Aus der Differenz vorliegender Ergebnisse wird nach THOMPSON eine Verlangsamung des MSL-Anstiegstrends deutlich. Die lineare Anstiegsrate des MSL Coruña 1957 bis 1974

wird mit $0,57 \pm 1,42$ mm/a und einer im Vergleich zu Newlyn kleineren Signifikanz angegeben. Dies kann auf unterschiedliche Landbewegungen oder mögliche säkulare Änderungen der Meeresströmungen hinweisen. THOMPSON berechnet außerdem zwischen den MSL in Newlyn und Coruña für die gemeinsame Zeitspanne eine Korrelation von 0,87, obwohl beide MSL-Serien 700 km voneinander entfernt sind und jahreszeitliche Abweichungen aufweisen.

Ergebnisse der im Jahr 1954 beschlossenen gemeinsamen Ausgleichsrechnung aller europäischen Höhennetze zum „Einheitlichen Europäischen Nivellementsnetz“ = Réseau Europeen Unifié des Nivellements (REUN) in Verbindung mit Meerespegeln, um deren mittleren Horizont in die Berechnungen einzubeziehen, sind für diese Arbeit ohne Bedeutung, weil die damalige Netzform nicht vollständig war und das Datenmaterial aus verschiedenartigen Informationsquellen stammte. Aus dieser Abhandlung macht LOHRBERG (1981) in einer unveröffentlichten Arbeit folgende Angaben: MSL Esbjerg = $-0,038$ m und Cuxhaven = $+0,028$ m, bezogen auf NAP.

4.2 MTmw-Höhen um 1980 in der südöstlichen Nordsee

Je nach Wirkung jahreszeitlich unterschiedlicher Einflußfaktoren auf die Wasseroberfläche werden zeitlich ermittelte MTmw nicht auf gleicher Höhe liegen, sondern um einen gewissen Betrag abweichen. So ist z. B. das MTmw der Pegelorte aus dem Bezugszeitraum 1982/86 um 4 bis 10 cm höher als das von 1975/79. Zur vereinfachenden Betrachtung der MTmw-Isohypsen, bezogen auf NN, wird auf Abb. 2 der Mittelwert aus beiden Bezugszeiträumen für die Darstellung eingeführt, ohne damit die charakteristische Interpretation zu verfälschen. Hiermit wird auch deutlich, daß es keine präzise Festlegung der MTmw-Isohypse ± 0 cm NN im Küstenvorfeld geben kann. Sie wird jahreszeitlich abweichend verlaufen und hat daher nur für den Betrachtungszeitraum Gültigkeit. Deutlich wird aber: Im Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee steigt das MTmw vom offenen Meer zur Küste hin an*) und weicht hier durch eine leichte Krümmung von einer idealen Bezugsfläche ab. Es ist aber zu vermuten, daß in der südöstlichen Nordsee selbst das MTmw mit dem Geoid nahezu identisch ist.

Die bisher weit verbreitete Ansicht, daß die MTmw-Fläche parallel zur NN-Fläche liegt, ist also für den Küstenbereich falsch. Vielmehr ist sie offensichtlich abhängig von der Topographie und weiteren Einflüssen. Die MTmw-Höhe ändert sich hier also nicht nur in kurzen Zeiträumen, sondern von Ort zu Ort.

Mit Hilfe des örtlichen MTmw als Bezugsebene und der relevanten Merkmale einer mittleren Tidekurve lassen sich Fehler beim Höhenanschluß des Pegelnullpunktes und bei der Pegelkontrolle nachweisen. Das MTmw im individuellen Geltungsbereich gab bei dieser Arbeit in manchen Fällen Veranlassung, eine Überprüfung des Datenmaterials durchzuführen, um die Tidewasserstände mit ausreichender Genauigkeit für weitere Analysen zu erfassen. Vorteilhaft ist es, mit einem gebietsbezogenen MTmw als Bezug für Tidewasserstände die Scheitelwerte MThw und MTnw eines oder mehrerer Pegel über die Zeit zu analysieren und nicht nur die jährlichen MThw und MTmw der G.W.J. in die Betrachtungen einzubeziehen.

Ähnlich interessant ist die Einbeziehung des MTmw auf Höhenänderungen eines Hochseepegels. So konnte z. B. für den Hochseepegel „Schlüsseltonne“ mit dem monatlichen

* Ausnahme: Jadebusen

MTmw 1975/86
(bezogen auf NN)

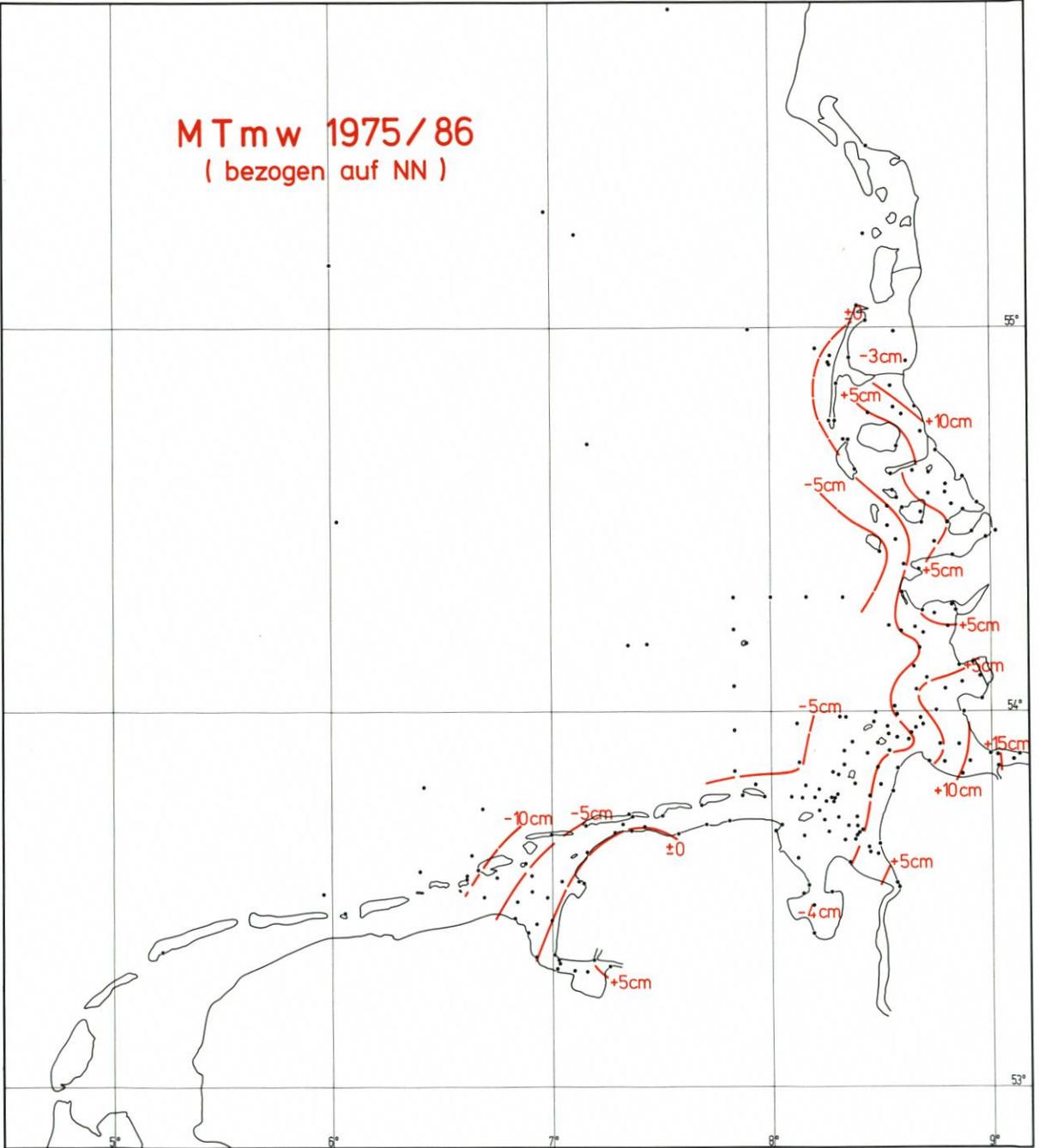


Abb. 2: Linien gleicher MTmw (bezogen auf NN)

MTmw der Meßperiode von 9. 1981 bis 11. 1981 der Einfluß einer gleichmäßigen Einsandung des Grundgewichtes um 25 hPa = 25 cm über Tidewasserstände nachgewiesen werden.

Auf Abb. 3 und 4 sind die Abstände MThw - MTmw und MTmw - MTnw dargestellt. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß diese Beträge praktisch unabhängig von kurzfristigen MTmw-Schwankungen sind. Die Auflösung der Linienstruktur in beiden Differenzkarten läßt einen sehr gleichmäßigen Verlauf erkennen, was wiederum darauf hindeutet, daß dem MTmw in seiner Abhängigkeit von der Topographie des Meeresbodens und der Meteorologie sowie künstlichen Veränderungen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden muß.

Die Beziehung zwischen Helgoländer Null (HN) und NN ist bis heute wegen der exponierten Lage der Insel zur Küste, die eine exakte Höhenübertragung vom Festland aus mit den bisher bekannten Meßmethoden ausschließt, noch nicht eindeutig geklärt.

Auch Satellitenmessungen mit dem Ziel einer Höhenbestimmung im NN-System liegen wegen ungenauer Kenntnis der NN-Undulation, die als Summe aus der Geoidundulation und dem ortsabhängigen Abstand zwischen Geoid und Normalnull angesehen werden kann, im Bereich von Dezimeter-Genauigkeit.

Bisherige Untersuchungen über das MTmw und MT1/2w verschiedener Küstenpegel (bezogen auf NN) und das MTmw von Helgoland (bezogen auf HN), um Abweichungen von HN zu NN nachzuweisen, hatten folgende Ergebnisse

1) Weinhold 1932	HN = NN + 29 cm
2) DHI	HN = NN + 38 cm
3) WSA Tönning	HN = NN + 20 cm
4) Bundesanstalt für Gewässerkunde	HN = NN + 31,4 cm

Durch Extrapolation aus verschiedenen Richtungen in die Nordsee läßt sich mit dem MTmw von Küstenpegeln unter Berücksichtigung der Veränderungen des MTmw im Küstenvorfeld (Abb. 2) sowie des Helgoländer MTmw und MThw die Differenz HN zu NN bestimmen. Grundlage dieser Differenzbestimmung sind die MTmw-Ergebnisse 1975/1979 und 1982/1986. Von den folgenden Pegeln aus betragen die Abweichungen zwischen HN und NN:

Borkum-Südstrand	HN = NN + 24 cm
LT Mellum Plate	HN = NN + 28 cm
Wilhelmshaven	HN = NN + 25 cm
LT Alte Weser	HN = NN + 24 cm
Bremerhaven	HN = NN + 25 cm
LT Vogelsand	HN = NN + 27 cm
Cuxhaven	HN = NN + 26 cm
Büsum	HN = NN + 26 cm
Wittdün	HN = NN + 26 cm

Mittelwert + 25,7 cm ± 1,3 cm

4.3 Säkulare MTmw-Entwicklungen

Für Cuxhaven, Borkum und Helgoland wurde der säkulare Trend des Meeresspiegels nach verschiedenen Methoden ermittelt, wobei den Tideaufzeichnungen von Helgoland eine besondere Bedeutung zukommt: Es ist bekannt, daß Helgoland auf einem die Oberfläche erreichenden Salzstock liegt. Für die Insel ist somit eine Hebungstendenz anzunehmen:

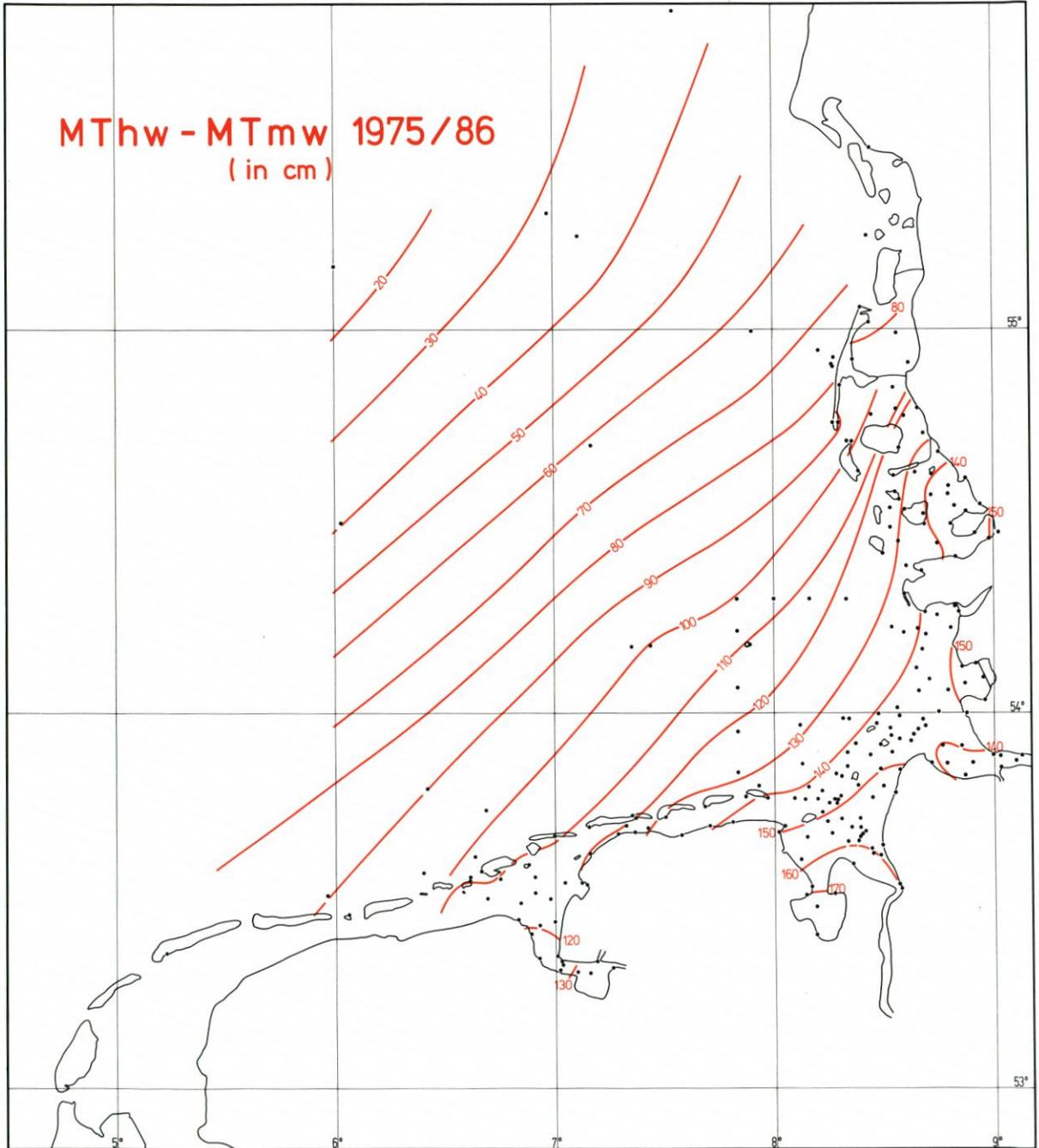


Abb. 3: Linien gleicher Abstände MThw – MTmw 1975/1986 in cm

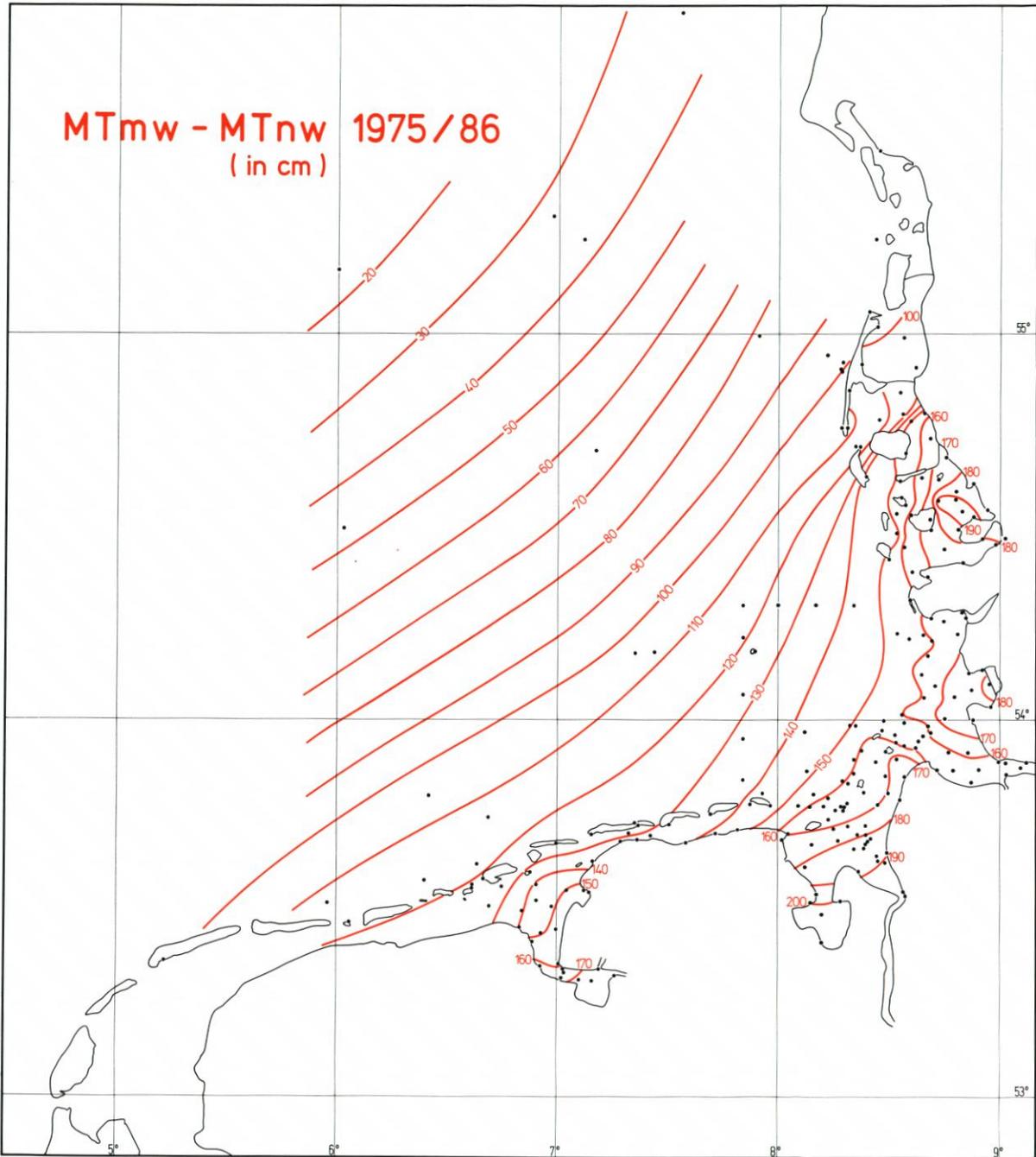


Abb. 4: Linien gleicher Abstände MTmw - MTnw 1975/1986 in cm

„Ergebnisse über das Ausmaß einer dadurch bedingten Hebung liegen allerdings bis heute nicht vor; man kann sie nur abschätzen. Da es sich bei der Herausbildung von Salzstöcken um einen Fließvorgang im fest-plastischen Zustand handelt, dürfte eine dadurch bedingte Hebung der Erdoberfläche sehr langsam erfolgen, und die absoluten Beträge dürften, auf Jahre berechnet, sehr klein sein. In Norddeutschland sind keine Hebungsbeträge bekannt, die für die letzten 100 Jahre die Größenordnung von 10 cm/Jh. erreichen. Im Gegenteil sind sie kaum meßbar klein und dürften Werte von 2 bis 4 cm/Jh. nicht überschreiten.“* Diese Bewegungsraten haben also kaum Einfluß auf die Wasserstandsregistrierung des dortigen Pegels.

In Helgoland werden die Wasserstände auch kaum durch einen Küstenstauereffekt, das Oberwasser oder Baumaßnahmen beeinflusst.

Tab. 6 gibt einen Überblick zum Trend für unterschiedliche Epochen, ermittelt aus dem MTmw. Zusammenfassend läßt sich der Trend wie folgt abschätzen:

für Cuxhaven	0 bis 25 cm/Jh
für Borkum	5 bis 15 cm/Jh
für Helgoland	1 bis 4 cm/Jh

Dagegen liefert Tab. 7 aus dem Parameter MThw – MTmw (Abb. 5) einen weiteren, besonders für den Hochwasserschutz wichtigen säkularen Trend. Dieser beträgt für die Pegel übereinstimmend 10 cm/Jh. Diese Aussage ist frei von Höhenanschlußfehlern, deren Dimensionen sich über die Zeit nur schwerlich nachvollziehen lassen.

Tabelle 6. Trend des mittleren Meeresspiegels MTmw

Ort	Zeitraum	Quelle	Daten	cm/Jh
Cuxhaven	1925/74	DHI	jährl. MTmw aus stündl. Ordinaten	20,0 ± 5,8
	1855/1905		3jährige Mittel der Thw, Tnw sowie mittl. k-Werte von 0,4690	- 3,1 ± 3,4
	1905/45			24,5 ± 3,9
	1945/87			- 0,6 ± 2,8
	1855/1987			13,6 ± 6,4
	1906/10 bis 1982/86	Kap. 3.1	aus mittl. Tidekurven über 5 Jahre	12,0 ± 3,2
Borkum	1933/37 bis 1987/88	Kap. 3.1	aus mittl. Tidekurven über 2 bis 5 Jahre	14,8 ± 2,9
	1953/57 bis 1987/88			4,9 ± 1,1
Helgoland	1953/86	DHI	jährl. MTmw aus stündl. Ordinaten aus mittl. Tidekurven über 5 Jahre (Ausnahme: 1916)	1,0 ± 4,3
	1916/ bis	Kap. 3.1		3,5 ± 1,4
	1982/86			

* freundlicherweise von Herrn Dr. Linke, Geologisches Landesamt Hamburg, mitgeteilt

Pegel Helgoland

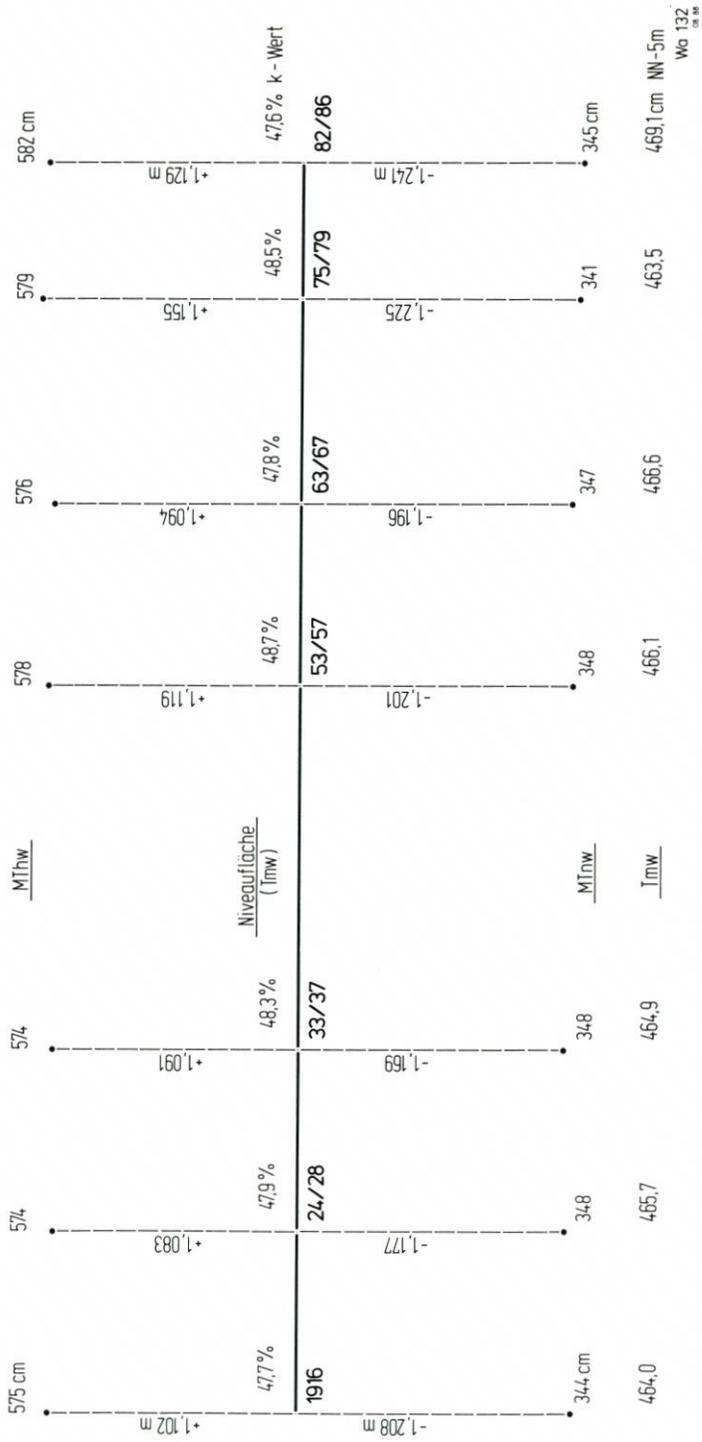
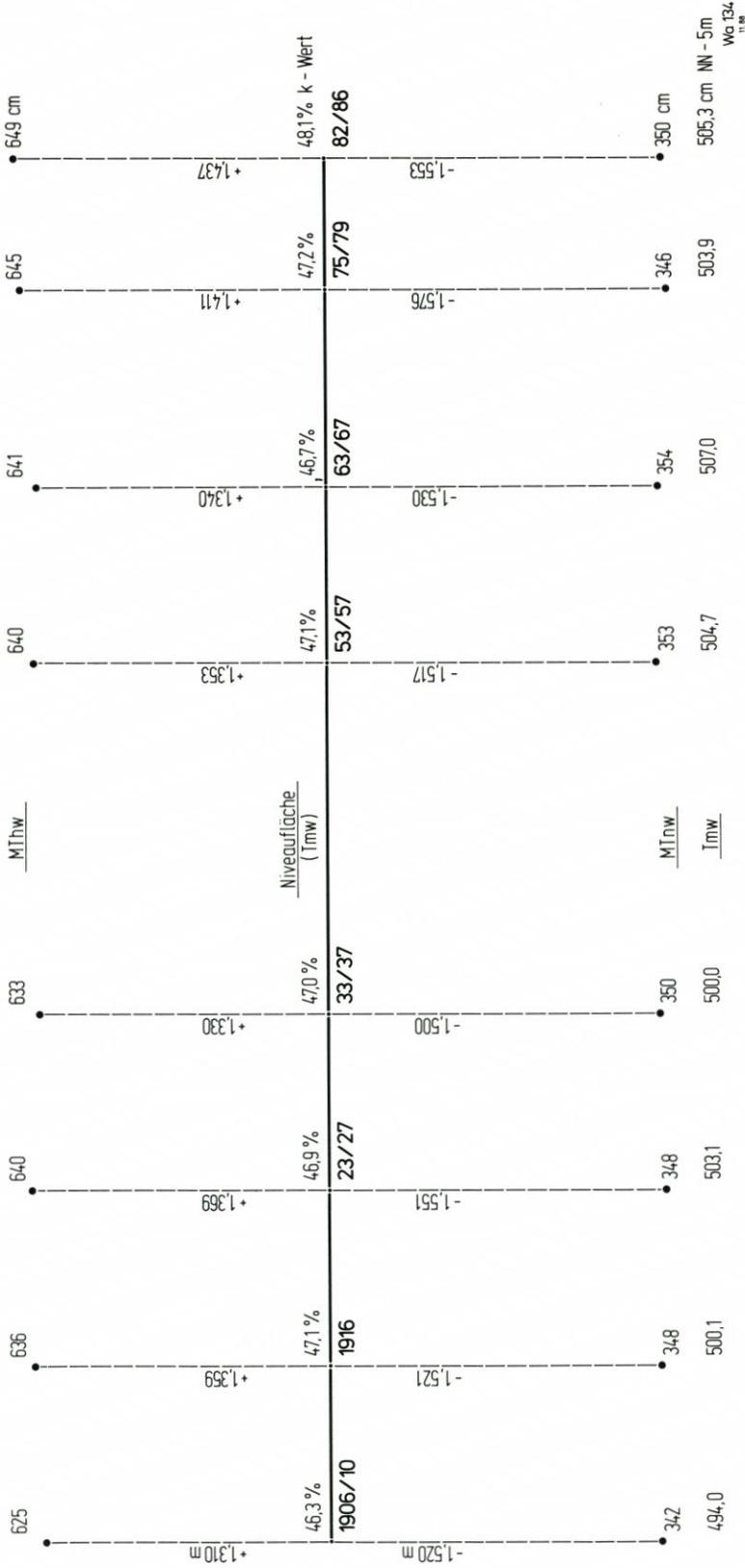


Abb. 5: Darstellung der Differenzen MThw – MThw, MThw – MThw

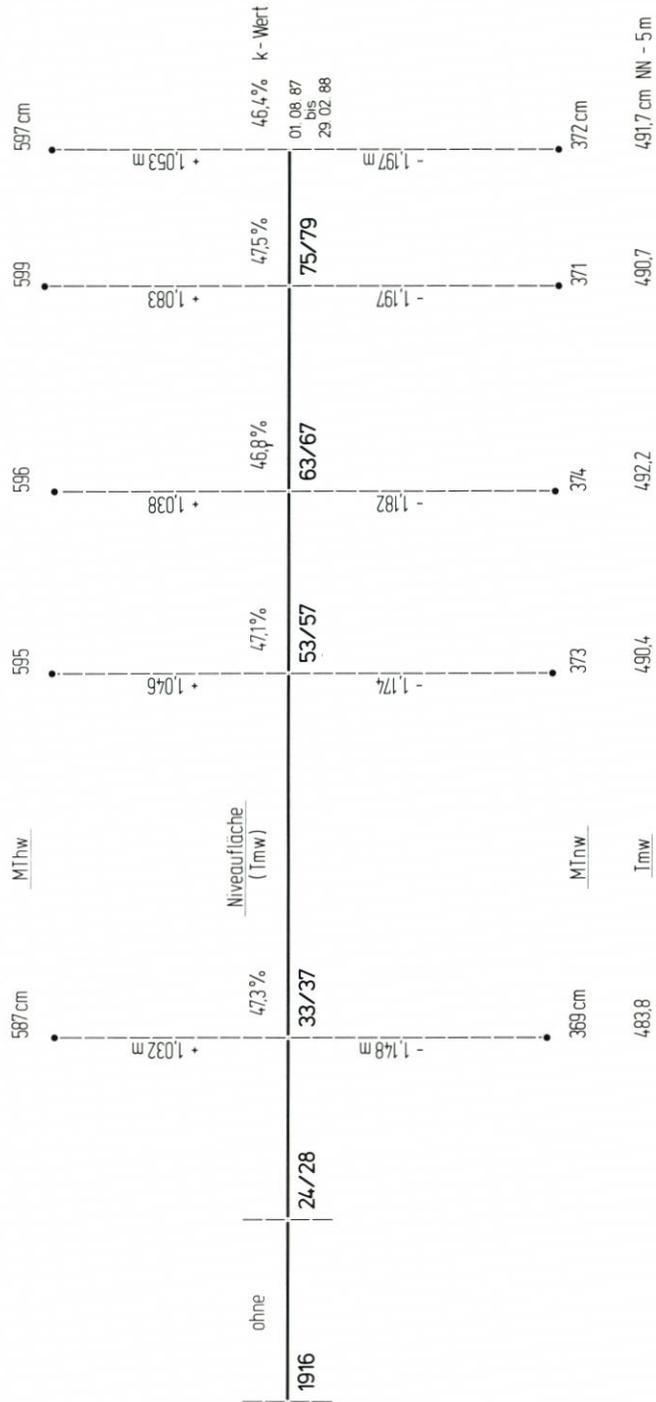
Abb. 5a: Pegel Helgoland 1916 bis 1986

Pegel Cuxhaven - Steubenhöft



5b: Pegel Cuxhaven-Steubenhöft 1906 bis 1986

Pegel Borkum-Südstrand



5c: Pegel Borkum-Südstrand 1933 bis 1986

Tidekurvenparameter k 1975 / 86

($k = \frac{MThw - MTmw}{MThw - MTnw}$)

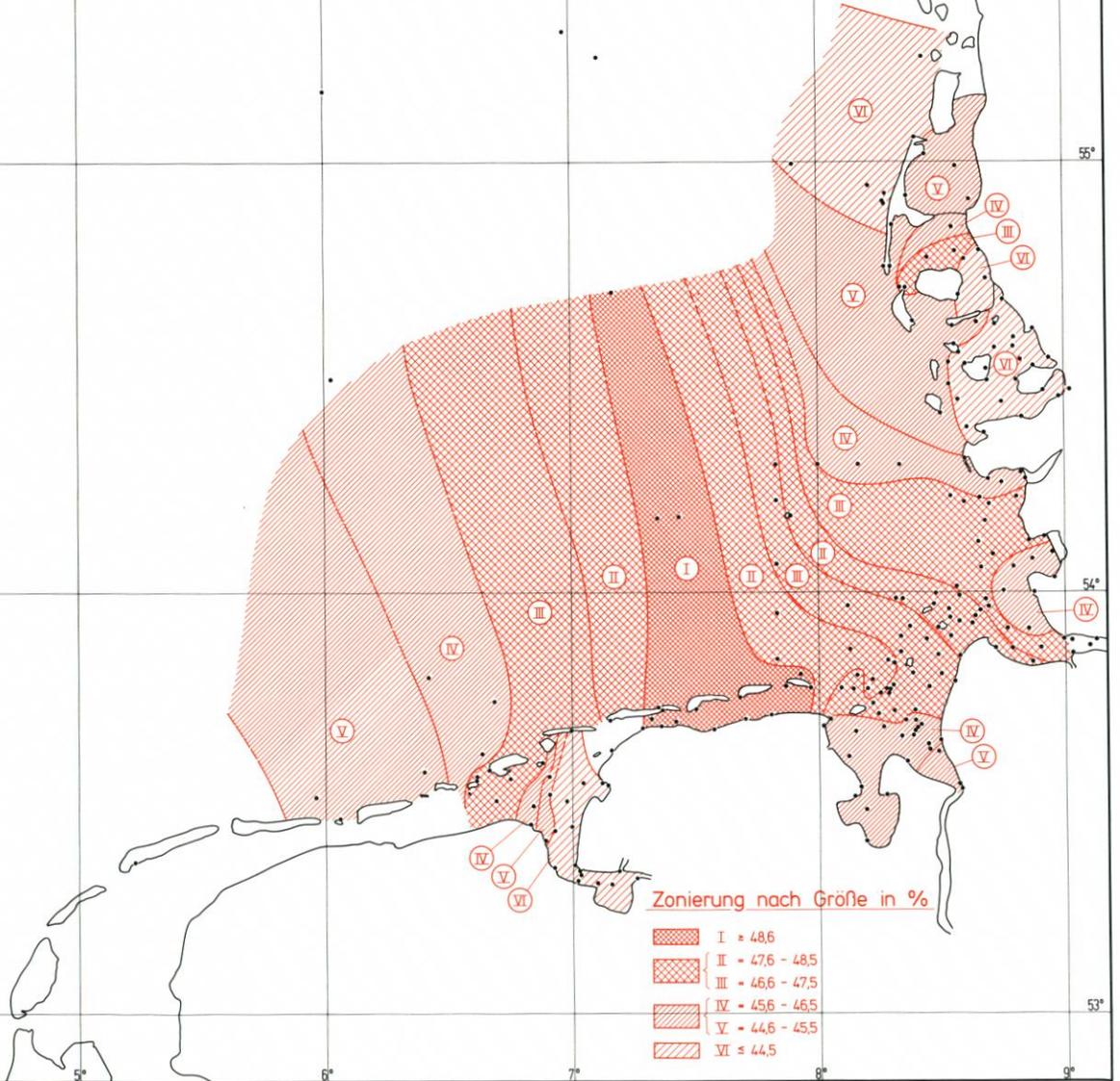


Abb. 6: Tidekurvenparameter k 1975 bis 1986
Zonierung nach Größe in %

100	BORKUM-Suedstrand	312	Schwarrener Loch	518	Suederhoeft
101	West-Terschelling	313	Robbenplate	519	Eidersperrwerk A.P.
102	Wierumergronden	314	Robbennordsteert	520	Legden
103	79411=79406=79414	315	Hohe Weg		
104	Engelsmanplaat N	316	Dwarsgat		
105	Huibertgat	317	Meyers Legde		
106	78401=78404	318	Hohe Weg N		
107	Horsbornrat '86-Rottumerog NO	319	Tegeler Plate S	600	WITTOUEN
108	Horsbornrat '85	320	Tegeler Plate W	601	St. Peter W
109	Hogrif	321	Mellumplate	602	Adamsiel
110	76402=76406	322	Eversandloch	603	Kolumbusloch
111	Oude Wester Eems	323	Tegeler Plate O	604	Everschopsiel
112	Borkum-Fischerbalje	324	Tegeler Plate '86	605	Suederoogsand
113	Eemshaven	325	Eversand	606	Suedfall
114	Emshoern	326	Tegeler Plate N	607	Suederoog Hever
115	Luetje Hoern	327	Tegeler Plate '71	608	Finkhaushallig
116	Bocht van Watum N	328	L.T. Alte Weser	609	Nordstrand Suederhafen
117	Westerbalje			610	Husum
118	Randzel SO			611	Stegel
119	Paap			612	Ochsensand
120	Dukegat			613	Struklahnungshoern
121	Pilsumer Watt	400	CUXHAVEN-Steubenhoeft	614	Pellworm
122	Manslagter Nacken	401	Brunsbuettel	615	Hoelmer Siel
123	Juist, Hafen	402	Balje	616	Pellworm, Hoogerfaehre
124	Rysum	403	Osteriff	617	Norderoog
125	Oterdua	404	Neufeld-Reede O	618	Nordstrandischmoor
126	Knock A.P.	405	Neufelder Rinne	619	Arlau Schleuse
127	Knock	406	Medem-Reede O	620	Hooge, Landsende
128	Leybucht, Leyhoern	407	Ottenndorf	621	Rummelloch O
129	Leybucht	408	Bullenloch	622	Butterloch
130	Greetsieler Nackenlegde	409	Medem-Reede W	623	Hooge, Anleger
131	Reide	410	Spitzsand	624	Strand
132	Büscher Heller	411	Häkensand	625	Bordelumer Aussensiel
133	Leybucht siel A.P.	412	Diekmannsloch O	626	Langeness, Hilligenley
134	Norderney Riffgat	413	Zehnerloch = Radarbake "M"	627	Groede
135	Dolland N	414	Mittelgrund	628	Langeness, Neuwart
136	Norddeich	415	Buchtloch	629	Schluettsiel
137	Emden, Neue Seeschleuse	416	Arensch	630	Wyk/Foehr
138	Pogum	417	Gelbsand = Radarbake "X"	631	Amrum-Odde '77
139	Hilgenriedersiel	418	Eitzensand	632	Amrum-Odde '85
140	Norderneyer Watt	419	Gelbsand Norderelbe	633	Dagebuell
141	Wichter Ee	420	Spieka Neufeld	634	Hoernum
142	Nessmersiel	421	Duhner Watt	635	Hoernum W
143	Baitrum	422	Kleiner Vogelsand	636	Foehner Ley S
144	Baitrumer Watt	423	Mittelgrund W	637	Hoernumtief
145	Langroog	424	Spiekaer Watt	638	Foehner Ley N
146	Bensersiel	425	Neuwerk	639	Suedwesthoern
147	Spiekerroog	426	Sahlenburger Tief	640	Osterley
148	Neuharlingersiel	427	L.T. Gr. Vogelsand	641	Rantumdam
149	Harlesiel	428	Scharhoern = Radarbake "C"	642	Westerland
		429	Dorumer Watt	643	Westerland, Messpfahl
		430	Kleinwatt	644	Rickelsbuell Koog A.P.
		431	Knechtsand O	645	Munkmarsch
200	WILHELMSHAVEN, Alter Vorhafen	432	Unterer Wittsand	646	Jordsand
201	Vareler Schleuse	433	Scharhoernriff	647	List
202	L.T. Arngast	434	Westertill	648	List W
203	Eckwardersiel	435	Knechtsand	649	Korresand
204	Delpier	436	Radarbake "A"	650	Esbjerg
205	Voslapp	437	Knechtsand W		
206	Hooksielplate	438	Robinsbalje		
207	Wangersiel				
208	Schillig				
209	L.T. Mellumplate				
210	Wangerooge O	500	BUESUM	700	HELGOLAND
211	Wangerooge W	501	Friedrichskoog-Hafen	701	Jade/Tonne 7
212	Wangerooge N	502	Putengatt	702	Schluesseltonne
		503	Deichsiel Sommerkoog Steertloch	703	79413
		504	Trischen W	704	Helgoland S
		505	Flackstrom	705	78400
300	BREMERHAVEN-Doppelschleuse	506	Sommerkoog Steertloch W	706	79412=78405=78406=79404=79405
301	Bremerhaven, Alter Leuchtturm	507	Bielshoeven Loch	707	Helgoland NW
302	Fedderwarder Siel	508	Helmsander Koog A.P.	708	Helgoland N
303	Imsum	509	Tertius-Suederpiep	709	Steingrund NW
304	Wremer Loch	510	Woehrdener Loch	710	Steingrund NO
305	Robbensuedsteert	511	Blauort	711	Suederhever
306	Wremer Tief	512	Wesselburener Loch	712	Forschungsplattform "Nordsee"
307	Fedderwarder Priel	513	Isern Hinnerk	713	79407
308	Langluetjen	514	Linnenplate	714	79409
309	Robbenplate W	515	Heringsand	715	77406=78403=78402=77407
310	Robbenplate O	516	Ausseneider	716	78408=79410
311	Kaiserbalje	517	Doves Loch	717	81401
				718	81400
				719	77409

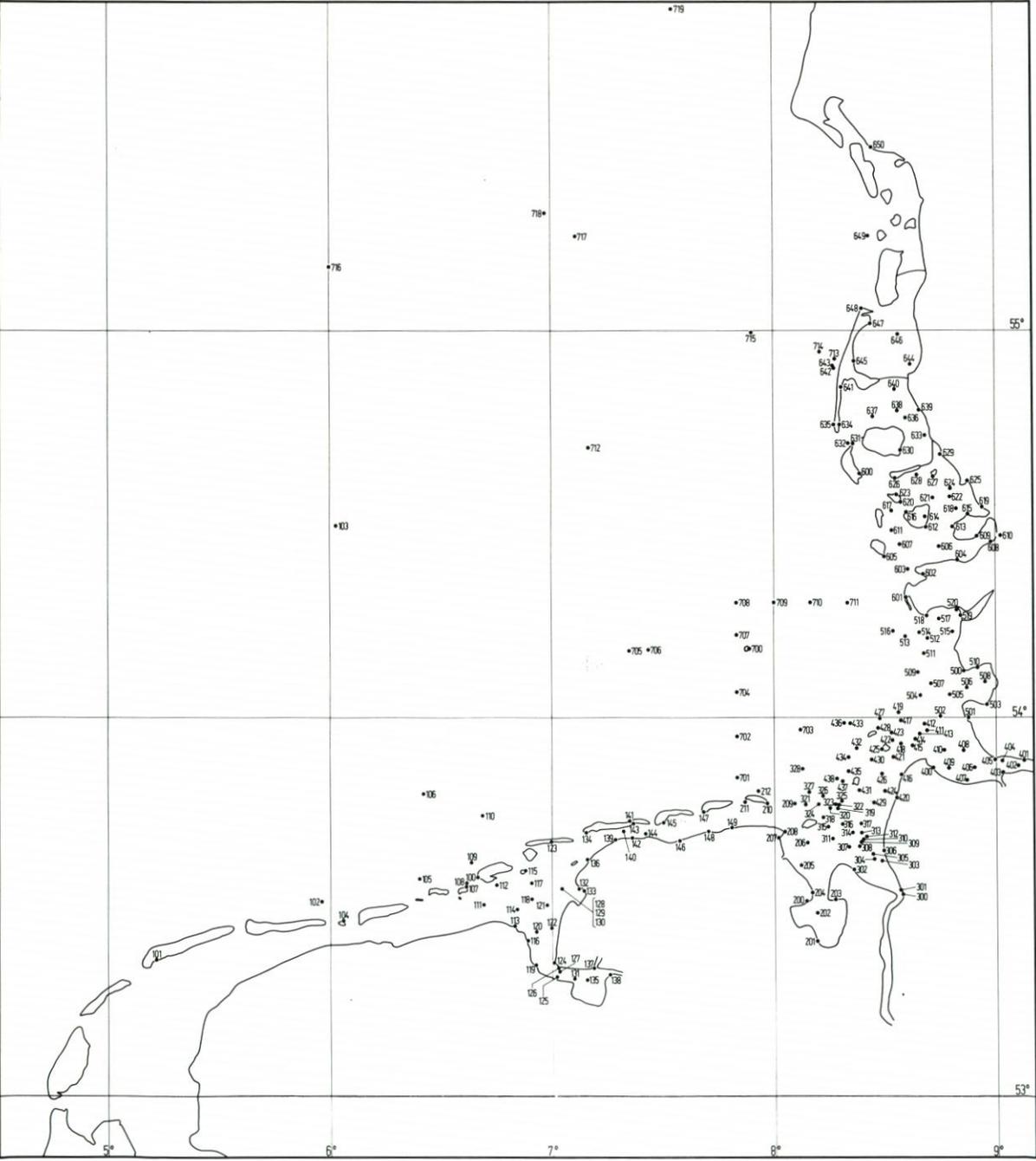


Abb. 7: Positionsplan mit Pegelbezeichnungen

Tabelle 7. Trend der Abweichungen des HThw vom HTnw

Ort	Zeitraum	Quelle	Daten	cm/Jh
Cuxhaven	1906/10 bis 1982/86	Kap. 3.1	s. o.	10,0 ± 4,1
Borkum	1933/37 bis 1987	Kap. 3.1	s. o.	10,0 ± 2,0
Helgoland	1916 bis 1982/86	Kap. 3.1	s. o.	10,0 ± 2,4

Schlußfolgerung: Der MThw-Trend kann unterteilt werden in:

1. MTmw Trend ohne erkennbare Beschleunigung in den letzten Jahren und mit einem Betrag um 15 cm/Jh. an der Küste, der etwa dem Weltmittel entspricht.
2. Trend der Differenz MThw – MTmw mit 10 cm/Jh., dessen Ursache unbekannt ist.

4.4 Tideparameter k um 1980 in der südöstlichen Nordsee

Abb. 6 zeigt für den Parameter „ k “ in der südöstlichen Nordsee ein interessantes Bild. In einem Streifen von den Ostfriesischen Inseln nach Norden ist $k \geq 0,486$, d. h., MTmw ist mit dem MT1/2w fast identisch. Nach West und Ost nehmen die k -Werte deutlich ab bis unter 0,445. In den Ästuaren und im nordfriesischen Watt werden die Werte ebenfalls kleiner. Damit wird ausgedrückt, daß sich die Charakteristik der Tidekurvenform ändert. In dem erstgenannten Streifen nähert sie sich der einen Sinusfunktion, die jedoch nach West oder nach Nordost zunehmend eine fülligere Form im oberen Tidekurvenbereich zeigt. Eine Begründung hierfür kann im Moment nicht gegeben werden. Es ist allerdings möglich, daß in dem genannten Streifen die Überlagerung der von West einlaufenden Tide mit dem aus den nordfriesischen Watt ablaufenden Wasser diese Wirkung hervorruft. Aus dem erstgenannten Streifen geht weiter hervor, daß der Parameter „ k “ sowohl im ostfriesischen Inselbereich als auch im offenen Meer den Wert $\geq 0,485$ erreicht und damit nicht nur von der Verformung der örtlichen mittleren Tidekurve durch die Topographie im Küstenvorfeld abhängig ist.

5. Danksagung

Die vertrauensvolle Zusammenarbeit mit den Küstendienststellen des Bundes und der Länder, dem Rijkswaterstaat, dem Niedersächsischen Landesverwaltungsamt – Landesvermessung, dem Institut für Erdmessung der Universität Hannover und den Mitgliedern der Projektgruppe „Tide- und Windstauverhältnisse vor der Küste der südöstlichen Nordsee“ ermöglichte das Zustandekommen dieser Arbeit. Dafür gebührt allen Kollegen Dank.

Als besonders wertvoll aber erwiesen sich die Anregungen von Herrn Dipl.-Oz. Annusch, DHI, zu diesem Thema.

Herrn Dipl.-Geogr. Steen sei Dank für die Übersetzung aus den niederländischen Berichten des Rijkswaterstaat.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Siefert gilt der besondere Dank für die Unterstützung dieser Arbeit.

6. Schriftenverzeichnis

- BRAY, J. A.: Preliminary differences in mean water level between tide gauges along the south American pacific coast. *Marine Geodesy*, Vol. 1, Nr. 2, Crane, Russak u. Comp. Inc., 1977.
- CHRISTIANSEN, H.: Über den Transport suspendierter Feststoffe in Ästuaren am Beispiel der Elbmündung bei Neuwerk. *Hamb. Küstenf.*, H. 28, 1974.
- DIETRICH: Praktikum Seevermessung. Fachhochschule Hamburg, 1987.
- EKMAN, M.: The world's longest continued series of sea level observations. *Pure Appl. Geophys.* 127, 1988.
- GÖHREN, H.: Tidewasserstände und Windstau im Elbmündungsgebiet. *Hamb. Küstenf.*, H. 3, 1968.
- HABICH, W.: On water levels at the tidal gauge Cuxhaven 1843 to 1969. In: Report on the Symposium on Coastal Geodesy, München, 1970.
- KURZAK, G. u. STRÖHMER, P.: Beeinflussung der Wasserstandsaufzeichnungen des Pegels Bremerhaven-Alter Leuchtturm durch unterschiedliche Salzgehalte im Pegelschiff und im Außenwasser. *Dt. Gew. Mitt.*, H. 4, 1969.
- LAUKART, W.: Ermittlung langfristiger Wasserstandsänderungen aus Pegelregistrierungen. *Wiss. Arb. d. Fachr. Verm. Wes. d. Univ. Hannover*, Nr. 104, 1981.
- LENTZ, H.: Fluth und Ebbe und die Wirkungen des Windes auf den Meeresspiegel. Otto Meissner, Hamburg, 1879.
- LISITZIN, E.: *Sea Level Changes*. Elsevier Oceanography Series 8, Elsevier Scient. Publ. Comp., New York, 1974.
- LOHRBERG, W.: Die Säkularvariation an einigen Pegeln zwischen Harlingen und Esbjerg. (unveröff.) 1981.
- LÜDERS, K.: Über die Genauigkeit verschiedener Verfahren zum Entwerfen der mittleren Tidekurven. *Neues Archiv für Niedersachsen*, H. 19, 1950.
- MATHER, R. S.: Mean Sea Level and the Definition of the Geoid. *Unisurv*. G-23, 1975.
- PATULLO, J., MUNK, W., REVELLE, R. u. STRONG, E.: The seasonal oscillation in sea level. *Journal of Marine Research*, Vol. 14, 1955.
- PELZER, H.: Zur Bestimmung von rezenten Höhenänderungen im Bereich der deutschen Nordseeküste. *Zeitschr. für Vermessungsw.*, H. 3, 1981.
- ROSSITER, J. R.: An analysis of annual sea level variations in European waters. *Geophys. J. R. Astr. Soc.*, Vol. 12, 1967.
- SIEFERT, W.: Zur Meßgenauigkeit der Pegelaufzeichnungen in der Außenelbe. *Hamb. Küstenf.*, H. 13, 1970.
- SIEFERT, W.: Die Salzgehaltsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. *Hamb. Küstenf.*, H. 15, 1970.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- THOMPSON, K. R.: Regression model for monthly mean sea level. *Marine Geodesy*, Vol. 2, Nr. 3, 1979.
- TORGE, W.: Resultate und Probleme der Geoidbestimmung. *Festschrift 100 Jahre Geodätische Lehre und Forschung in Hannover*. *Wiss. Arb. d. Fachr. Verm. Wes. d. Univ. Hannover*, Nr. 100, Hannover, 1981.
- WASLEWIJN, A.: *Het Amsterdamse Peil; drie eeuwen normaal amsterdams peil*. Hoofddirectie van de waterstaat, H. 48, 1987.
- WEMELSFELDER, P. J.: Sea Level Observation as a Fact and as an Illusion. In: Report on the Symposium on Coastal Geodesy, München, 1970.
- WIESE, H.-W.: Messungen der Wasserstände in der Deutschen Bucht während DEBEX '81. Erste Ergebnisse mit neuen Hochseepegeln. *Intermaritec*, 1982.
- WOODWORTH, P. L.: A world-wide search for the 11-yr solar cycle in mean sea-level records. *Geophys. J. R. Astron. Soc.*, London, 1985.
- Nivellements der trigonometrischen Abteilung der Landesaufnahme. Berlin, 1880.

Margrethe-Koog

Landgewinnung und Küstenschutz im südlichen Teil des dänischen Wattenmeeres

Von MARGOT JESPERSEN und ERIK RASMUSSEN

Zusammenfassung

Hauptgegenstand der Abhandlung ist die Landgewinnung und der Küstenschutz im südlichen Teil des dänischen Wattenmeeres zwischen der deutsch-dänischen Grenze und der Geest bei Emmerlev Klev nördlich von Höjer.

Nach einer allgemeinen historischen und küstenmorphologischen Beschreibung folgt ein detaillierter Bericht über Landgewinnungsmaßnahmen in der Periode 1954–72, besonders mit Rücksicht auf die Verbreitung des Andelgrases und die damit verbundene Hauptstruktur der Vorlandbildung, die Marschklint.

Der Bau des Vordeiches 1979–82 und die Herstellung des Margrethe-Kooges mit Speicherbecken und Salzwassersee werden erwähnt.

Danach folgt eine Beschreibung des Vorlandes und des Watts vor dem Vordeich. Die Beschreibung gibt Auskunft über u. a. das neu entstandene Hochwatt und die Entwicklung des Grenzprieles, des Spülgrabens und des Niedrigwatts entlang dem Graben.

Vergleiche zwischen Wattenprofilen vor dem neuen Vordeich und dem alten Höjer Deich werden angestellt.

Zum Schluß folgt ein Bericht über Küstenschutzmaßnahmen, Schlickfeldanlagen und Andelgrasauslegung vor dem Vordeich.

Summary

The main subject of this paper is land reclamation and coastal protection in the southernmost portion of the Danish Wadden Sea.

After a general historical and coast-morphological introduction, a detailed description follows of the land reclamation measures undertaken in the period between 1954–72, with special reference to the growth of andel grasses and the subsequent main form of the resulting foreland, the marsh-“klint”.

The construction of a new dike 1979–82 and the formation of the Margrethe-Koog and its associated reservoir for surplus water and salt water lake are mentioned.

Then a description of the foreland and the intertidal zone before the new dike is given, and information is presented on the development of the tidal channels and the pump canals.

Comparisons are made between the intertidal profiles in front of the new and the old dikes.

The last section gives an outline of the coastal protection measures before the new dike.

Inhalt

1. Einführung	98
2. Das dänische Wattenmeer	99
2.1 Küstenmorphologische Beschreibung	99
2.2 Landgewinnung	100
3. Landgewinnung und Deichbau in der Vidau-Marsch mit dem Schwergewicht auf dem dänischen Teil	102
3.1 Die ältere Landgewinnung und die alten Deiche	102

3.2 Landgewinnung in der Periode 1954–1972	107
3.2.1 Das alte Vorland	108
3.2.2 Das Landgewinnungsfeld von 1958	112
3.2.3 Das Landgewinnungsfeld von 1960	118
3.2.4 Das Landgewinnungsfeld von 1963/64	120
3.2.5 Das Landgewinnungsfeld von 1965	122
3.2.6 Die Hauptstrukturen des Gebietes	123
3.3 Landgewinnung und Deichbau in der Periode 1972–1982	124
3.3.1 Sturmfluten und Küstensicherung	124
3.3.2 Der Vordeich	126
4. Margrethe-Koog	128
5. Vorland und Watt vor dem dänischen Teil des Vordeiches	132
5.1 Vermessungen	132
5.2 Landschaftsformen	136
5.2.1 Das eingespülte Vorland	136
5.2.2 Hochwatten	137
5.2.3 Wattpriele	138
5.2.4 Flutscharten und Flutbänke	140
5.2.5 Der Spülgraben	142
5.2.6 Die Niedrigwatten um den Spülgraben	145
5.3 Vergleich zwischen Wattenprofilen vor dem Vordeich und vor dem Höjer Deich	147
5.4 Küstenschutzanlagen vor dem Vordeich	148
6. Schriftenverzeichnis	153

1. Einführung

Die jüngste Eindeichung im dänischen Wattenmeer wurde in den Jahren 1979–81 durchgeführt. In einer dänisch-deutschen Zusammenarbeit wurde zwischen dem Hindenburgdamm und Emmerlev Klev auf der Geest nördlich von Höjer ein Vordeich errichtet. Hierdurch wurden zwei Köge geschaffen, und zwar der Rickelsbüller-Koog auf der deutschen und der Margrethe-Koog auf der dänischen Seite der Grenze (Abb. 1). Unmittelbarer Anlaß

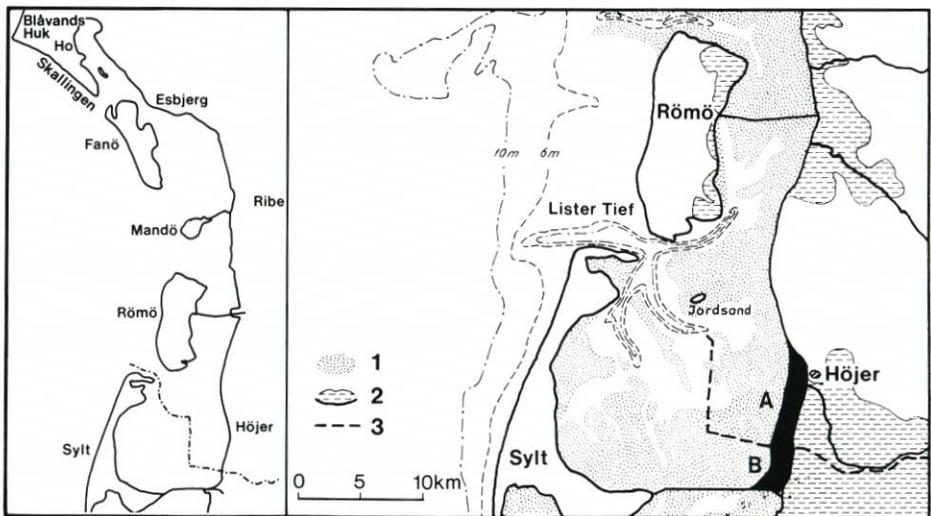


Abb. 1: Der südliche Teil des dänischen Wattenmeeres. 1: Watt, 2: Marsch, 3: Deutsch-dänische Grenze. A: Margrethe-Koog, B: Rickelsbüller-Koog

zur Errichtung dieses Deiches waren die Sturmfluten im Januar 1976. Der dänische Teil des neuen Deiches wurde auf dem Watt an der westlichen Abgrenzung eines großen in den Jahren 1958–65 zwecks späterer Eindeichung angelegten Landgewinnungsfeldes errichtet.

Die Landgewinnung bei Höjer wurde von einem 1953 eingesetzten Ausschuß mit u. a. Vertretern des dänischen Landwirtschaftsministeriums, des dänischen Wasserbauamtes, des Kreises Tondern und des Instituts für Geographie an der Universität zu Kopenhagen durchgeführt. Der dänische Teil des Vordeiches wurde von der Küsteninspektion des dänischen Verkehrsministeriums entworfen und von der niederländischen Firma Bos & Kalis als Hauptunternehmer errichtet.

In Verbindung mit der Errichtung des Deiches beschloß der naturwissenschaftliche Forschungsbeirat des dänischen Staates, die Forschung in dem Gebiet zu intensivieren, woraus sich u. a. die Genehmigung zur Inangriffnahme eines 10jährigen Projekts durch das Institut für Geographie an der Universität zu Kopenhagen ergab. Das Projekt betraf den Zusammenhang zwischen den Humaneingriffen und der Watten- und Vorlandentwicklung vor dem neuen Deich. Im Zuge des Projektes wurden detaillierte Watthöhenkarten erstellt, die die Grundlage für die Planung von Schlickfeldern am Vordeich bildeten. Diese Bauarbeit wird von der Direktion für Landwirtschaft des dänischen Landwirtschaftsministeriums ausgeführt.

2. Das dänische Wattenmeer

2.1 Küstenmorphologische Beschreibung

Das dänische Wattenmeer erstreckt sich von der Ho Bucht im Norden bis an die deutsch-dänische Grenze im Süden und wird gegen Westen von Skallingen, Fanö und Römö abgegrenzt (Abb. 1).

Die Außenküste des dänischen Wattenmeeres ist eine Barriereküste, die lediglich aus jungen marinen Bildungen besteht. Die Barriere bildet eine einigermaßen gleichmäßig gebogene Linie zwischen Blaavands Huk und dem Roten Kliff auf Sylt. Zwischen diesen Punkten versuchen die marinen Kräfte, eine Ausgleichsküste zu bilden. Die Westküste von Skallingen, Fanö und Sylt liegt ungefähr in der idealen Linie, während die Westküste von Römö im Anwachsen an die Idealküstenlinie begriffen ist.

Die Barriere wird von vier großen Gezeitenrinnen durchbrochen, und zwar vom Graatief, Knudetief, Juvre Tief und Lister Tief, die den Wasseraustausch zwischen der Nordsee und dem Wattenmeer vermitteln. Unmittelbar innerhalb der Barriere spalten sich die Tiefs in zwei Hauptzweige. Der Gezeitenunterschied im dänischen Wattenmeer variiert von 1,5 m im nördlichen Teil bis 2,0 m im südlichen Teil. Die gesamte Wasserbewegung je Gezeitenperiode in jeder Richtung beträgt für die vier Tiefs insgesamt ca. 1000 Mio. m³, von denen etwa die Hälfte durch das Lister Tief strömt.

Die Fläche des dänischen Wattenmeeres beträgt 850 km², von denen 60 % Watten sind. Die Watten bilden nicht nur einen Saum an den Küsten der Nordsee, sondern sie finden sich auch als große freiliegende Bänke im Wattenmeer und in den Mündungsgebieten der Tiefs. Im Wattenmeer besteht ein ausgeprägter Unterschied zwischen den Küstenwatten auf den Leeseiten der Inseln und den Watten an der Festlandsküste. Dieser Unterschied kommt in erster Linie durch das Niveau und das Küstenprofil zum Ausdruck.

Auf der Leeseite der Inseln verhält es sich in den meisten Fällen so, daß der höhere Teil des Watts unmittelbar am Fuße einer Erosionskante in der Marsch liegt. Das Watt fällt von hier gleichmäßig zu einem niedrigen Niveau ab. Die höchsten Watten liegen selten über 0,5 m

DNN (Dänisch Normal Null), d. h. 30–50 cm niedriger als das Hochwasserniveau. Auf der Festlandseite liegen die höchsten Teile der Watten sehr oft im Niveau 0,7–0,9 m DNN, d. h. ein bißchen unter der Mitteltidehochwasserlinie (MThw). Diese Hochwatten, die als über 0,6 m DNN gelegene Watten definiert werden, erscheinen überwiegend als isolierte längliche Bänke parallel zur Küste, wobei die höheren Teile 200–400 m außerhalb der Marschkante liegen.

An der Grenze zwischen den Gezeitengebieten der einzelnen Tiefs finden sich hochliegende Wasserscheidebänke. Diese Bänke bildeten die Grundlage für zwei Straßenanlagen, und zwar den Römö Damm und den Mandö Lahnungsweg. Eine besondere Gruppe hochliegender Watten besteht aus Bänken mit der Längsachse ungefähr rechtwinklig zur Festlandküste. Diese bilden Wasserscheiden in den zentralen Teilen der Gezeitengebiete und erstrecken sich von der Festlandküste bis an die Verzweigung der Tiefs innerhalb der Barriere. Beispielsweise sei Jordsands Flak im Gezeitengebiet vom Lister Tief erwähnt. Bei Ebbe ist diese Bank bis etwa 8 km westlich von der Festlandküste trockengelegt.

Das dänische Wattenmeer besitzt eine positive Sedimentbalance. So werden große Sedimentmengen vom Boden der Nordsee sowie vom Abbau der jütischen Westküste nördlich von Blaavands Huk und von der Westküste von Sylt zugeführt. Beispielsweise haben sich in den letzten 50 Jahren lediglich im Gezeitengebiet vom Lister Tief mindestens 3 Mio. m³ Material abgelagert. Die positive Sedimentbalance ist die Hauptvoraussetzung der Marschbildung im dänischen Wattenmeer.

Die Marsch bildet sich durch einen Ablagerungsprozeß im oberen Teil der Gezeitenzone in einer dichten Vegetationsdecke aus salzverträglichen Pflanzen. Im dänischen Wattenmeer finden sich mehrere verschiedene Typen von Marsch, die sich durch Anwachsengeschwindigkeit, Salzgehalt, Oberflächenformen und Verbreitung voneinander unterscheiden. Unter den gegenwärtigen Verhältnissen gibt es hauptsächlich zwei dominierende Marschtypen, und zwar die sogenannte Klintmarsch, die durch Anwachsen auf Hochwatten an der Festlandküste entsteht, und die sogenannte Leeküstenmarsch, die sich durch Anwachsen auf der Ostseite der Barriere bildet. Die Leeküstenmarsch kann sowohl auf einem Hochwatt, wie z. B. an der Ostküste von Mandö, als auch auf Flächen über der Hochwasserlinie, wie z. B. auf Skallingen, entstehen. Andere Formen von Marschanwachs sind Flußmarsch und Lagunenmarsch, die sich um Aumündungen und in teilweise geschlossenen Buchten oder Lagunen bilden, in denen die Vegetation durch Brackwasser gekennzeichnet ist und zum Teil aus Rohrwald besteht. Diese Marschtypen bilden sich gegenwärtig nur im geringen Ausmaß im dänischen Wattenmeer, haben aber allem Anschein nach während der Bildung der älteren Marschgebiete eine große Rolle gespielt.

2.2 Landgewinnung

Die Klintmarsch bildet die Grundlage eines wesentlichen Teils der Landgewinnung im dänischen Wattenmeer. Der natürliche Verlauf der Bildung einer Klintmarsch ist in kurzen Zügen wie folgt (Abb. 2):

Andelgras beginnt ein Hochwatt zu besiedeln und Grasbüschel im Mittelhochwasserniveau zu bilden. Die Andelgrasbüschel sind gute Sedimentsammler, weshalb sie in bezug auf Höhe und Fläche schnell wachsen. Die einzelnen Grasbüschel wachsen allmählich zu einer kleinen etwa 200 m außerhalb der Küste gelegenen Insel zusammen. Der westliche Teil der neugebildeten Insel wächst schneller in die Höhe als der östliche Teil. Dies ist darauf zurückzuführen, daß das Andelgras im äußeren westlichen Teil der Insel besonders den verhältnismäßig groben, mit den Gezeiten hineingeführten Sand auffängt, während der feinere

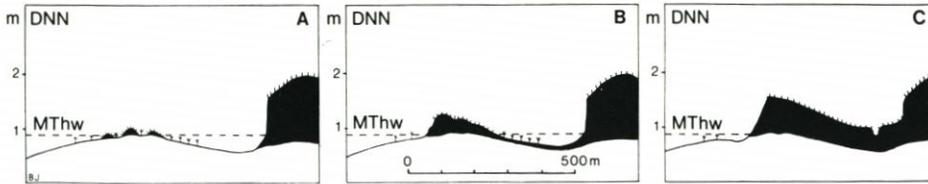


Abb. 2: Klintmarschbildung.

A: Anfang der Marschbildung auf Hochwatt vor dem alten Vorland. B: Entstehung der Adelgrasinsel, die Klint. C: Zusammenwachsen der Klint mit dem alten Vorland. DNN: Dänisch Normal Null. MThw: Mitteltidehochwasser (nach B. JAKOBSEN)

Sand und der Lehm erst im ruhigeren Wasser auf der Leeseite der Insel aufgefangen werden. In der mit Wasser gefüllten Niederung zwischen der Insel und der Küste, dem sogenannten Landpriel, wachsen oft große Mengen Spartina, die einen Sumpf bilden. In diesem Sumpf gedeiht das Adelgras schlecht, da es für diese Pflanze wichtig ist, daß das Wasser nach der Flut schnell wegströmt. Das Landprielgebiet wächst deshalb sehr langsam in die Höhe, und es dauert lange, ehe die Insel mit dem Land verbunden wird. Gleichzeitig mit dem Aufbauen der Marschinsel beginnt das Meer einerseits eine Erosion des davor liegenden Watts und die Gestaltung einer neuen Landprielniederung, andererseits einen Abbau des westlichen Teils der Insel, so daß sich eine niedrige, aber markante Erosionskante (im Dänischen „klint“) gegen das Watt hinaus bildet. Diese Erosionskint hat der ganzen Marschinsel, der Marschkint, und damit auch dem mit Klintmarsch bezeichneten Marschtyp den Namen gegeben.

An Stellen, an denen eine natürliche Bildung von Klintmarsch bereits im Gange ist, oder wo deutlich ist, daß die wesentlichsten Voraussetzungen vorhanden sind, sind nur verhältnismäßig bescheidene technische Eingriffe zur Förderung einer Landbildung erforderlich, die im Prinzip der natürlichen Bildung von Klintmarsch entspricht. Die Eingriffe bestehen im Bauen von Faschinezäunen auf dem Hochwatt parallel zur Küste und Grüppeln der Wattoberfläche rechtwinklig zur Küste. Die Faschinezäune gewähren einen Schutz, und die Grüppeln bewirken eine stark verbesserte Dränierung des Watts gegen den Landpriel. Beide Eingriffe ergeben bessere Wachstumsbedingungen für das Adelgras und damit einen schnelleren Marschanwachs. Im eigentlichen Landpriel bewirkt das Grüppeln in Verbindung mit einem Abflußkanal eine Verbesserung der Entwässerung in einem solchen Grade, daß die Bildung von Spartinasümpfen begrenzt wird, wodurch eine schnellere Eroberung des Gebietes durch das Adelgras und die Verbindung des Marschanwachses mit dem Land ermöglicht werden. Der Faschinezäun an der Westseite des Marschanwachsgebietes verhindert die Bildung einer Erosionskante und schützt damit die neugebildete Marsch vor Abbau. Diese einfache Form der Landgewinnung ist sehr alt, und sie hat für die Bildung eines Teils der Marsch im nordwesteuropäischen Marschgebiet eine große Rolle gespielt. Sie hat jedoch kaum eine Marschbildung mit sich geführt, die nicht ohnehin erfolgt wäre; die Marschbildung ist aber schneller als bei natürlichem Anwachs erfolgt.

Im dänischen Wattenmeer zielte man bis Mitte dieses Jahrhunderts hauptsächlich darauf ab, unter Verwendung des oben beschriebenen einfachen Verfahrens die vielversprechendsten Hochwattengebiete zu gewinnen. Erst in den letzten Jahren hat man eine intensive Landgewinnung über größere Strecken mit Anlegen von Schlickfeldern begonnen. In den jetzigen Landgewinnungsanlagen finden sich sowohl potentielle Anwachsgebiete als auch niedrigliegende Watten. Deshalb war es erforderlich, unter Berücksichtigung der Verhältnisse an den einzelnen Orten verschiedene Schlickfeldsysteme zu verwenden. In hoch- als auch in niedrigliegenden Schlickfeldern wird Grüppeln durchgeführt, aber für verschiedene Zwecke. In den

Schlickfeldern auf dem Hochwatt dienen die Gruppen als ein überdimensioniertes Dränierungssystem, das den potentiellen Anwachs fördert. In Schlickfeldern, in denen das Watt der Vegetation zu niedrig ist, wird ein Grüppeln zu dem Zweck durchgeführt, das Watt bis zum Vegetationsniveau anzuheben. Die Hochwattenschlickfelder liegen in mehreren Varianten vor, abhängig von der Wattneigung und den sich daraus ergebenden Unterschieden des Dränierungsmusters. Aus Abb. 3 ist ein Beispiel der Schlickfelder der Landgewinnung bei Höjer ersichtlich. Nach 1950 wurden im dänischen Wattenmeer Schlickfeldanlagen mit einer gesamten Fläche von 24,1 km² eingerichtet, davon 13,8 km² im Gezeitengebiet vom Lister Tief.

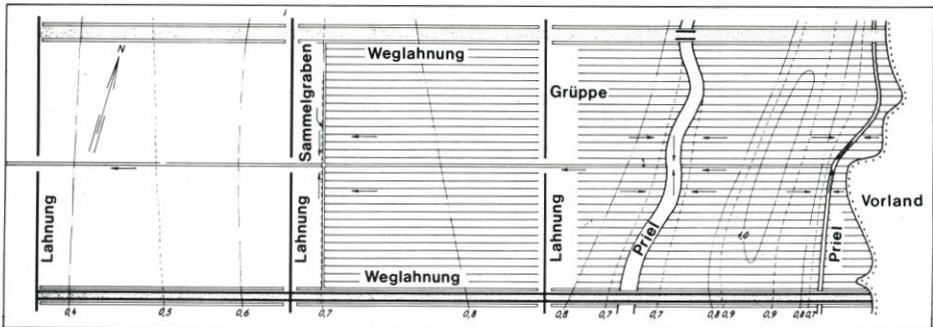


Abb. 3: Beispiele der Schlickfelder bei Höjer (nach H. A. OLSEN)

3. Landgewinnung und Deichbau in der Vidau-Marsch mit dem Schwergewicht auf dem dänischen Teil

3.1 Die ältere Landgewinnung und die alten Deiche

Die Vidau-Marsch ist der nördlichste Teil des großen Marschgebietes, das sich von der Geest bei Husum bis an die Geest bei Höjer erstreckt. Die südliche Abgrenzung der Vidau-Marsch erfolgt durch eine Linie Südwesthörn-Niebull-Klixbull. Der größte Teil dieses Marschgebietes entwässert in die Vidau.

Der älteste Seedeich in der Vidau-Marsch stammt von 1436 und umrahmt den alten Koog der Wiedingharde (Abb. 4). In den Jahren 1553–56 wurde ein Deich von Höjer über Rudböl nach Grelsböl errichtet, wodurch ein ca. 55 km² großes Marschgebiet eingedeicht wurde. Zehn Jahre später, i. J. 1566, wurde die große Niederung vom Gotteskoog östlich vom alten Koog der Wiedingharde eingedeicht, wodurch von Südwesthörn nach Höjer ein zusammenhängender Seedeich geschaffen wurde. Dieser Deich war von einer sehr erheblichen Länge, ca. 30 km, da er an der Innenseite einer großen Wattenbucht verlief, die sich gegen Südosten ganz nach Rudböl erstreckte. Auf einer Karte von 1652 (Abb. 4) wird die Bucht „Rutebull haven“ genannt. Auf der nördlichen Seite der Bucht erstreckte sich das Wattenmeer zu diesem Zeitpunkt fast ganz bis an den Deich zwischen Höjer und Rudböl, während sich auf der südlichen Seite der Bucht bedeutende Marschgebiete außerhalb des Deiches befanden, und zwar Richelsbull und Trindsand vor dem Deich um den alten Koog der Wiedingharde herum und Brunodde vor dem 1618 eingedeichten Brunodde-Koog. Im Jahre 1692 wurde um Trindsand ein Deich gebaut, wodurch der Alt-Friedrichskoog geschaffen wurde (Abb. 5), und



Abb. 4: Das Marschgebiet südlich von Höjer. Johannes Mejer, 1652. 1: Wiedingharder alter Koog. 2: Höjer-Mögeltränder-Koog. 3: Gotteskoog. 4: Brunodde-Koog

1715 wurde ein Deich über die Vidau zwischen dem Deich um den Alt-Friedrichskoog und dem alten Deich zwischen Höjer und Rudböl gebaut, wodurch der Rudböl-Koog entstand.

Vor den neuen Deichen bildete sich ein neues Vorland, das 1805 eine Größe von ca. 500 ha erreicht hatte. An der nordwestlichen Ecke des alten Kooges der Wiedingharde ist dagegen eine Erosion erfolgt, die das alte Marschgebiet Richelsbüll völlig entfernt hat. Westlich vom neugebildeten Vorland bildete sich in den folgenden Jahren noch ein neues Vorland, und nach Verlauf von knapp 50 Jahren hatte sich die Vorlandfläche fast verdoppelt (Abb. 6). In den Jahren 1859–61 wurde das Vorland durch den Bau eines neuen Deiches eingedeicht, der von Höjer nach Süden an den Deich um den alten Koog der Wiedingharde verläuft. Eine deutsche Karte von 1881 (Abb. 7) zeigt den neuen Seedeich, der Höjer Deich genannt wurde, und den neuen Koog, der mit Neu-Friedrichskoog bezeichnet wurde.

Die Neu-Friedrichskooger-Marsch ist zum größten Teil durch Verwendung des früher erwähnten einfachen Landgewinnungsverfahrens geschaffen, das auf der natürlichen Klintmarschbildung basiert. Im südlichen Teil vom Neu-Friedrichskoog ist dies besonders deutlich. Aus einer Detailkarte (Abb. 8) ist ersichtlich, daß der Höjer Deich auf dem hohen westlichen Teil einer Marschklint gebaut wurde, die gegen Osten zu einer früheren Landpriel-



Abb. 5: Karte der Gesellschaft für Wissenschaft 1805. 5: Alt-Friedrichskoog. 6: Rudbøl-Koog

niederung vor einer älteren Marschklint abfällt. Diese Marschklint ist ebenfalls höher in ihrem westlichen Teil und nimmt im Osten an Höhe ab. Die östlichere Marschklint entspricht der Küstenlinie des Jahres 1805, während sich das westlich davon liegende Vorland in der Periode 1805–53 (Abb. 5 und 6) bildete. 1857 wurde eine Kartierung des Watts vor dem neugebildeten Vorland vorgenommen. Daraus ergibt sich, daß sich im nördlichen Teil eine ca. 200 m breite Wattfläche mit Queller findet, was ein Wattniveau von mindestens 0,6 m DNN anzeigt. Vor dem südlichen Teil des Vorlandes ist das Watt dagegen vegetationslos. In diesem Bereich wurde der Deich auf einer 700 m weiten Strecke direkt auf dem Watt ungefähr hundert Meter außerhalb des Vorlandes angelegt. Das eingedeichte Wattenareal der südwestlichen Ecke vom Neu-Friedrichskoog stellt heute eine niedrige mit Schilfrohr bestandene Fläche dar und bildet somit einen deutlichen Gegensatz zu der Marsch, die zum größten Teil Weideland ausmacht.

Der Höjer Deich bedeutete für die Bewohner des alten Koogs hinter dem Höjer-Rudbøl-Deich eine große Erhöhung der Sicherheit im Falle einer Sturmflut. Früher im Jahrhundert war in diesem Koog eine andere Verbesserung der Sicherheit durchgeführt worden, da 1828 bei Snurom östlich von Höjer (Abb. 7) ein Deich gebaut wurde; dieser sollte verhindern, daß das Meer in einer Sturmflutsituation über die Marschareale nördlich von Höjer in den Koog

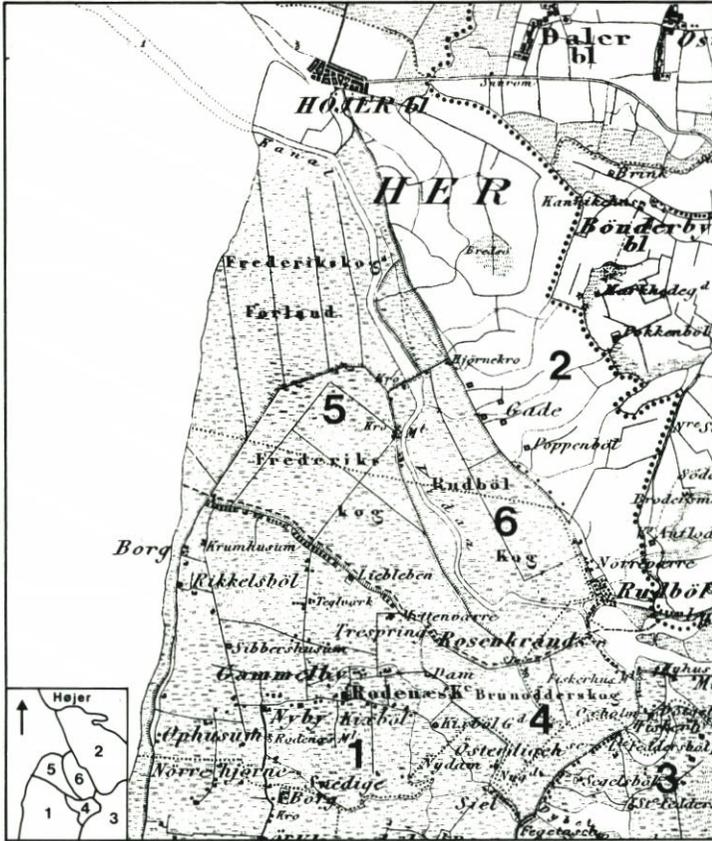


Abb. 6: Dänische Generalstabskarte 1853

hineindrang. Die Marschgebiete nördlich von Højer wurden erst nach der Wiedervereinigung Nordschleswigs mit Dänemark wirksam eingedeicht, da 1926/27 von Højer nach dem Emmerlev Klev nordwestlich von Højer ein Seedeich gebaut wurde. Bis dahin war das Gebiet nur von einem i. J. 1830 gebauten Sommerdeich geschützt, der im Falle einer Sturmflut zu niedrig war. Außerhalb der beiden Deiche (des Højer Deiches und des Emmerlev Deiches) gab es 1935 ein 320 ha großes Vorland (Abb. 9). Dieses Vorland hat sich seit Mitte des 19. Jahrhunderts gebildet und 1881 ein Areal von 120 ha (Abb. 7) erreicht. Das Vorland ist somit im Laufe eines halben Jahrhunderts um 200 ha gewachsen. 1935 fand sich das breiteste Vorland auf einer Strecke um den Højer Kanal, wobei die größte Breite 700 m betrug. An dem nördlichen Teil des Emmerlev Deiches und auch am südlichen Teil des Højer Deiches entlang betrug die Breite des Vorlandes weniger als 200 m; im Bereich der südlichsten 400 m des Højer Deiches, der, wie früher erwähnt, direkt auf dem Watt gebaut wurde, war das neugebildete Vorland sehr schmal mit einer Breite von nur 50 m. Dieses schmale Vorland wurde von einem Priel abgebaut, der damals vom Gebiet südlich der deutsch-dänischen Grenze bis an den Højer Kanal verlief. In den folgenden Jahren setzte sich der Abbau fort und war 1943 so weit vorgeschritten, daß der Deich an der südwestlichen Ecke angegriffen wurde. Gleichzeitig damit erfolgte eine störende Materialablagerung im Højer Kanal. Diese ernste Situation bewirkte, daß die Gemarkung im Neu-Friedrichskoog entlang der südlichen Seite

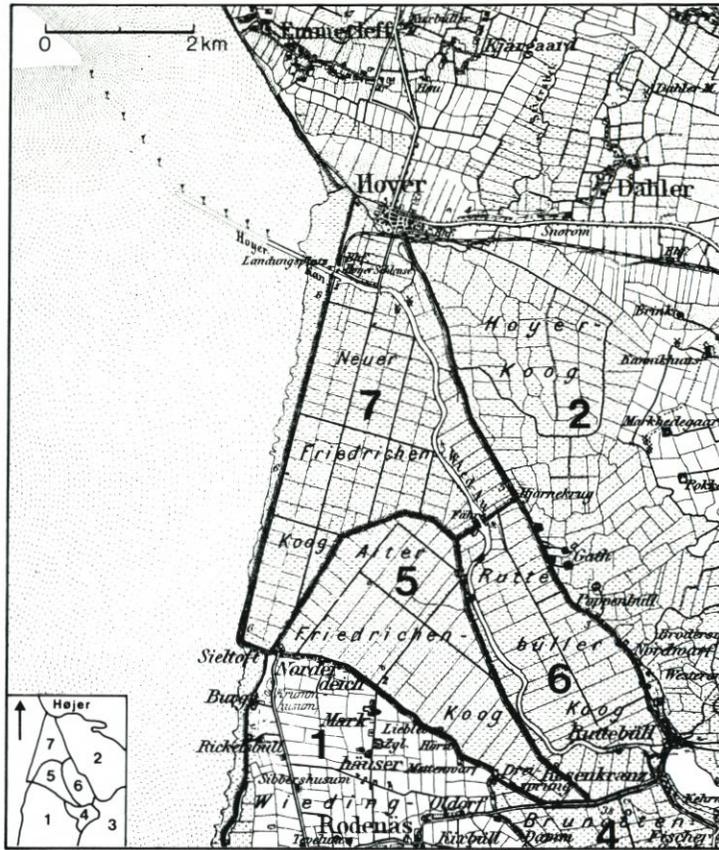


Abb. 7: Deutsche topographische Karte 1881. 7: Neu-Friedrichskoog

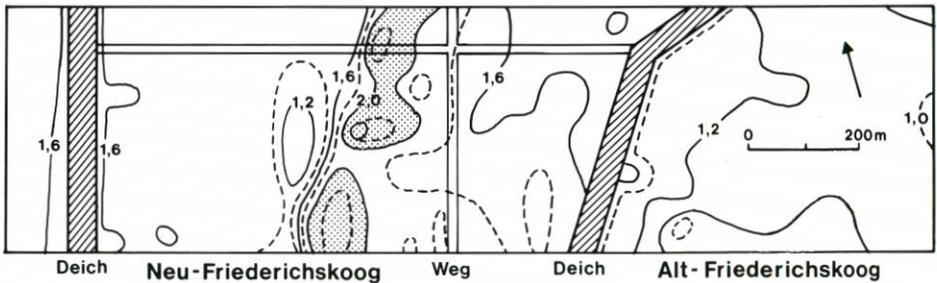


Abb. 8: Alte Marschklint im südlichen Teil des Neu-Friedrichschooges (nach N. K. JACOBSEN)

vom Höjer Kanal eine Lahnung anlegte, um den Priel vom Kanal wegzuzwingen, und eine Landgewinnung auf dem Watt vor der südlichen Hälfte des Höjer Deiches zu dem Zweck begann, einen Teil des Prieles zu entfernen und zum Schutz des Deiches ein breites Vorland aufzubauen. Aus einer Vermessung 1953/54 (Abb. 9) ergibt sich, daß im Laufe von zehn Jahren ein neues Klintmarschvorland in einer Breite von 200–600 m und einer Maximumhöhe von 1,5 m DNN geschaffen wurde, was ca. ½ m über Mittel tidehochwasser entspricht.

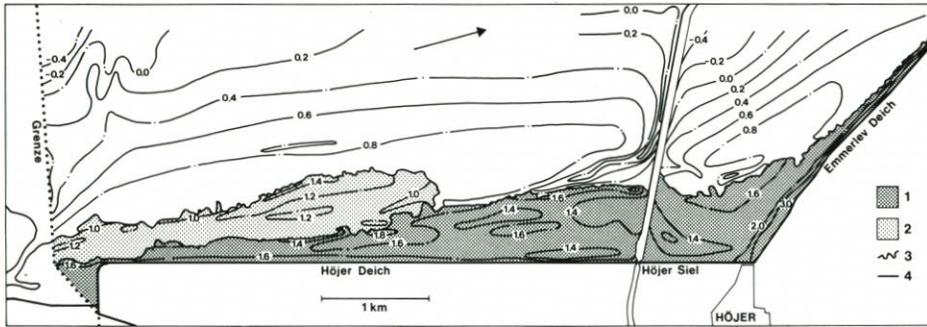


Abb. 9: Das Højer Vorland 1954.

1: Vorland 1935. 2: Vorland entstanden 1943–1954. 3: Erosionskante des Vorlandes. 4: Kanallahnung
(nach B. JAKOBSEN)

Nördlich des neuen Vorlandes ist der Priel noch als eine Rinne entlang der Küste ersichtlich, aber in dem Gebiet, in dem neues Vorland gebildet wurde, ist der Priel verschwunden. Es ergibt sich jedoch, wo der Priel verlaufen ist, daß das Gebiet unmittelbar außerhalb der alten Küste fast $\frac{1}{2}$ m niedriger als der westlichste Teil des neuen Vorlandes ist. Das Areal des neugewonnenen Vorlandes betrug 140 ha. Dadurch erfolgte eine Vergrößerung des gesamten Vorlandareals auf 460 ha.

Es läßt sich folgern, daß es in den äußeren Teilen der Vidau-Marsch ein Erfolg war, die auf der natürlichen Klintmarschbildung basierende Landgewinnung zu betreiben. Schon während der Periode 1805–1954 wurden durch dieses Verfahren in dem Gebiet etwa 1000 ha neue Marsch geschaffen.

3.2 Landgewinnung in der Periode 1954–1972

Die holländische Sturmflutkatastrophe 1952 veranlaßte eine Neubewertung der Landgewinnung im dänischen Wattenmeer. Die bisher privat vorgenommenen Landgewinnungen waren als unzulänglich anzusehen, und es wurde für notwendig gehalten, die Landgewinnung nach größeren Gesamtplänen unter staatlicher Regie durchzuführen.

1953/54 wurde im Vidau-Marschgebiet eine detaillierte Vermessung des Vorlandes und der Watten vor dem Højer Deich durchgeführt. Die Vermessung basierte auf einer durch trigonometrische Punkte auf dem Højer Deich hergestellten Basislinie. Rechtwinklig zur Basislinie wurden im Abstand von 200 bis 400 m Linien abgesteckt. Die Länge der Linien betrug 2000 m, abgesehen von den vier nördlichen Linien, bei denen die Länge von 500 bis 1500 m variierte. Entlang der Linien wurde ein geometrisches Nivellement mit festen Übergangspunkten für jeweils 100 m durchgeführt. Geländekoten wurden für jeweils 25 m oder dichter festgestellt, abhängig vom Charakter des Geländes. Alle Koten wurden im Verhältnis zum dänischen Normal Null angegeben. Aufgrund dieser Aufnahme erarbeitete 1956 das Institut für Geographie an der Universität zu Kopenhagen ein Projekt für eine 8,5 km lange Küstenstrecke 600 ha Watten umfassende Landgewinnung. Zweck der Landgewinnung war die Schaffung eines gleichmäßigen, breiten Marschvorlandes mit dem Endziel, einen Vordeich zu bauen, wodurch eine zweifache Deichsicherung der Vidau-Marsch erreicht wurde.

Das Landgewinnungsfeld besteht aus einem Netz von Schlickfeldern, die von küstenparallelen Faschinezäunen im gegenseitigen Abstand von 200–300 m und von Weglahnungen

im gegenseitigen Abstand von 200–400 m abgegrenzt werden. Die Größe der Schlickfelder ist den Naturverhältnissen so angepaßt, daß bei zu erwartenden schlechten Anwachsverhältnissen kleine und bei zu erwartenden guten Anwachsverhältnissen große Schlickfelder verwendet wurden. Die Landgewinnung wurde in mehreren Stufen (Abb. 10) durchgeführt. Die erste Stufe wurde 1958 angelegt und umfaßte hochliegende Watten. Im Anschluß daran wurden

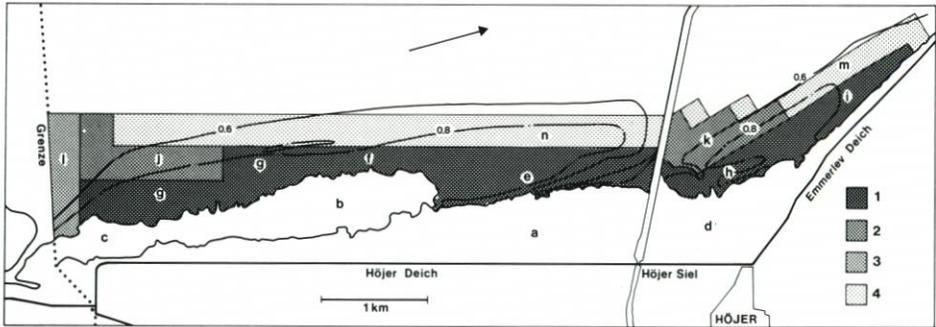


Abb. 10: Das Landgewinnungsfeld bei Höjer.

1: Landgewinnung 1958. 2: Landgewinnung 1960. 3: Landgewinnung 1963/64. 4: Landgewinnung 1965 (nach H. A. OLSEN) a–n vgl. Abb. 11–27

1960 Schlickfelder auf niedriger liegenden Watten nördlich vom Höjer Kanal und nahe der deutsch-dänischen Grenze angelegt. Danach wurden 1963–1964 im eigentlichen Grenzgebiet Schlickfelder hergestellt, und in diesem Zusammenhang wurde als eine deutsch-dänische gemeinsame Leistung ein breiter Lahnungsweg in der Grenzlinie angelegt. Die letzte 1965 angelegte Stufe umfaßte die niedriger liegenden Watten bis zur geplanten Deichlinie hinaus. 1965 hatte das Landgewinnungsgebiet die geplante Größe erreicht, mit einer Verteilung von 152 ha nördlich vom Höjer Kanal und 446 ha südlich vom Kanal. Von dem gesamten Landgewinnungsgebiet waren 1958 281 ha, 1960 91 ha, 1963–64 30 ha und 1965 196 ha angelegt.

Nach Beendigung der Bauarbeit wurde 1966 eine erneute Vermessung des Landgewinnungsgebietes südlich vom Höjer Kanal durchgeführt. Das Vorland und das Landgewinnungsgebiet nördlich vom Kanal wurden erst 1972 wieder vermessen, wobei eine umfassende Vermessung des ganzen Gebietes vom Emmerlev Klev bis an die deutsch-dänische Grenze bis zu einer Entfernung von 2–3 km vom Höjer Deich durchgeführt wurde. Sowohl 1966 als auch 1972 wurde das 1953/54 hergestellte Vermessungsnetz verwendet.

Nachstehend erfolgt eine Analyse der morphologischen Entwicklung des Vorlandes und des Landgewinnungsgebietes während der Periode 1954–1972, die auf den genannten Vermessungen und gleichlaufenden Vegetationskartierungen basiert. In Abschnitt 3.2.6 erfolgt eine Zusammenfassung der Hauptstrukturen des Gebietes.

3.2.1 Das alte Vorland

Wie früher erwähnt, gab es 1954 südlich vom Höjer Kanal ein älteres und ein jüngeres Vorland, die beide den Charakter einer Klintmarsch (Abb. 9) hatten. Die Marschklingen wurden gegen Westen von einer unregelmäßigen und stark gegliederten Vorlandkante abgegrenzt, die an vielen Stellen, insbesondere im Gebiet nahe dem Kanal, Zeichen einer Erosion aufwies.

Das ältere Vorland bestand in seinem nördlichen Teil aus zwei Marschklinten (Abb. 11), von denen die ältere der Küstenlinie i. J. 1881 entspricht, während die jüngere der Küstenlinie i. J. 1935 entspricht. Die Höhen in den westlichen Teilen der Marschklinten variierten von 1,6 bis 1,9 m DNN. Die früheren Landpriele hinter den Marschklinten zeichneten sich deutlich im Gelände als längliche Niederungen ab. Die Koten variierten hier von 1,2 m bis 1,4 m

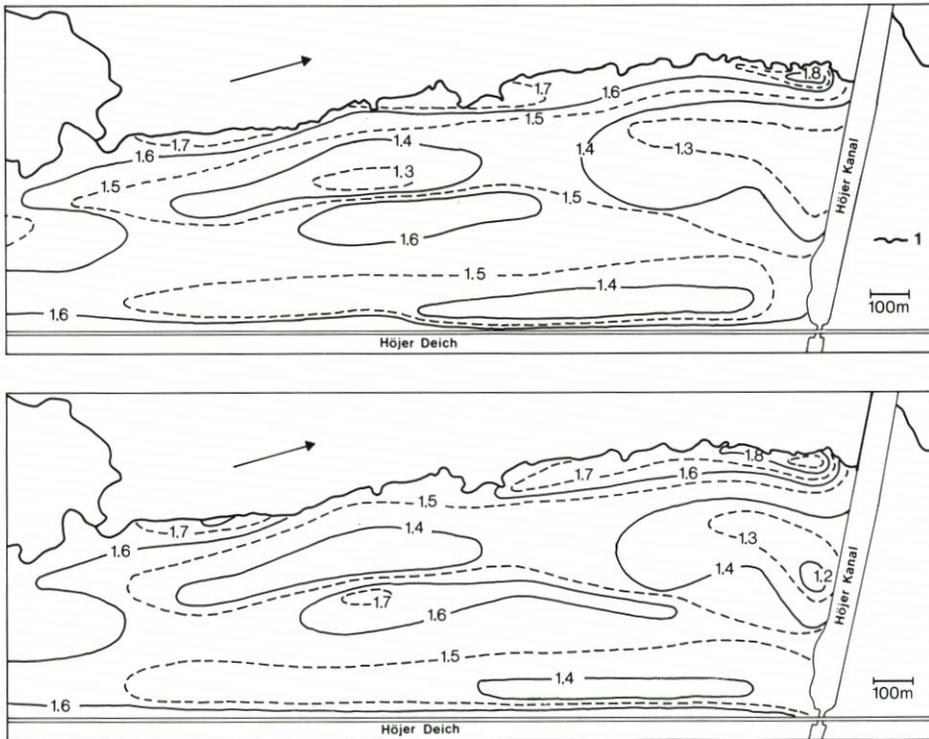


Abb. 11: Das alte Vorland südlich vom Höjer Kanal 1954 und 1972 (Gebiet a, Abb. 10).
1: Erosionskante des Vorlandes

DNN, was bedeutete, daß Andelgras nicht nur auf den Marschklinten, sondern auch in den Landpriele die dominierende Pflanze war, so daß von einem zusammenhängenden Andelgrasvorland gesprochen werden konnte.

Das jüngere 1943–1954 gebildete Vorland (Abb. 12–13) liegt mit einer Maximumhöhe von 1,5 m DNN niedriger als das ältere Vorland. Das jüngere Vorland wird von zwei gleichzeitig gebildeten Marschklinten dominiert. Die Marschklinten werden von der 1,1 m Höhenkurve abgegrenzt. Die nördliche Marschklint ist nicht nur in bezug auf Länge und Breite die größere, sondern auch in bezug auf Höhe. Der Höhenunterschied kommt durch die Vegetation zum Ausdruck. Die nördliche Klint wird durchaus von Andelgras dominiert, während die südliche Klint in dem höheren Teil mit Andelgras und Spartina und auf den niedrigeren Niveaus mit Spartina und Queller bestanden ist. Die Landpriele hinter den Klinten sind ebenfalls sehr unterschiedlich. Der Landpriel hinter der nördlichen Klint ist vom Andelgras ganz erobert, während sich der Landpriel hinter der südlichen Klint aufgrund schlechter Dränierung zu einem Spartina-Sumpf entwickelt hat.

Die morphologische Entwicklung der Marschklinten während der Periode 1954–1972 ist

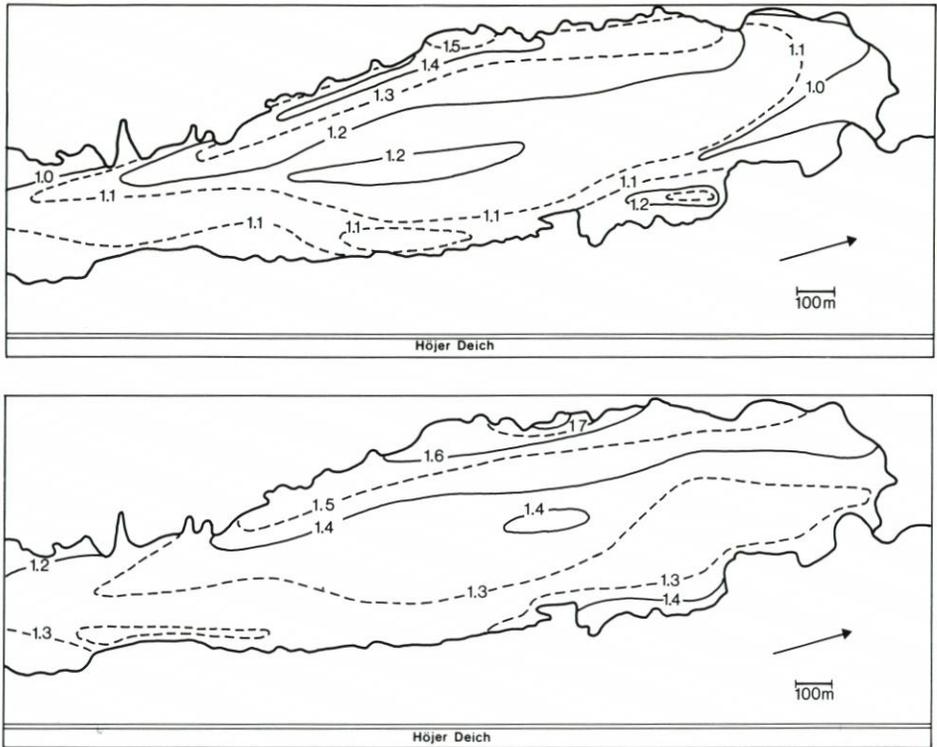


Abb. 12: Der nördliche Teil des jüngeren Vorlandes 1954 und 1972 (Gebiet b, Abb. 10)

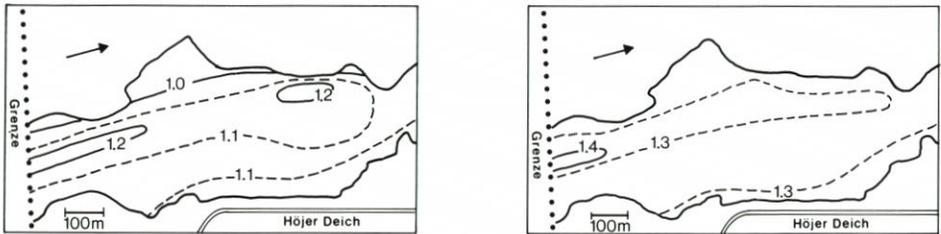


Abb. 13: Der südliche Teil des jüngeren Vorlandes 1954 und 1972 (Gebiet c, Abb. 10)

sehr unterschiedlich. Auf den jungen Marschklinten von 1943–1954 war die Sedimentation am größten mit einem Durchschnitt von 22 cm entlang der vermessenen Linien. Die Sedimentation im Spartina-Gebiet hinter der südlichsten Klint ist überraschend groß. Die Erklärung ist, daß im Laufe der Periode eine verbesserte Dränierung des niedrig liegenden Areals vorgenommen wurde, was die Zuwanderung von Andelgras ermöglichte. Das Andelgras war 1972 die dominierende Pflanze hier. Eine wesentlich kleinere Sedimentation erscheint auf den beiden Marschklinten, die das ältere Vorland unmittelbar südlich vom Höjer Kanal aufbauen. Auf der westlichen Marschklint beträgt die durchschnittliche Sedimentation 9 cm entlang der vermessenen Linien. Der Unterschied der Sedimentation läßt sich nicht nur durch die niveaubedingte, unterschiedliche Überflutungshäufigkeit erklären, sondern ist in Zusammenhang mit der Sedimentation der angrenzenden Landgewinnungsfelder zu sehen, die im

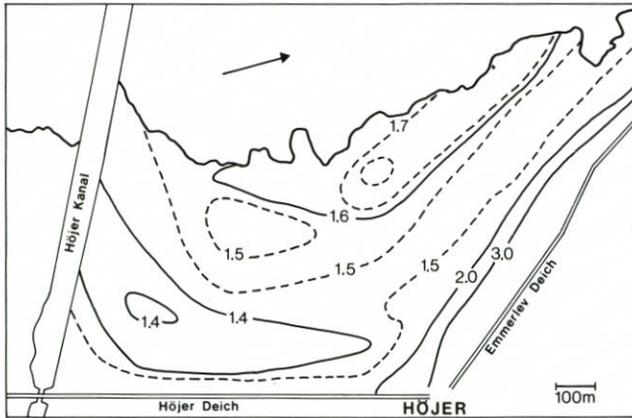


Abb. 14: Das Vorland nördlich vom Höjer Kanal 1954 (Gebiet d, Abb. 10)

nachfolgenden Abschnitt erwähnt werden. Die älteste Marschklint dem Höjer Deich zunächst ist durch eine sehr geringe Sedimentation von durchschnittlich 2 cm gekennzeichnet, was in erster Linie darauf zurückzuführen ist, daß die westlich davon liegenden Klinten den größten Teil des zugeführten Sediments auffangen.

Das Vorland nördlich vom Höjer Kanal ist durch die naheliegende Geest gekennzeichnet. Es handelt sich um einen kleinen Moränenhügel, auf dem die Stadt Höjer liegt, sowie ein größeres Moränengebiet, das sich nach Norden von Emmerlev erstreckt. Die Nähe der Geest sowie die Mündung der Vidau bewirken, daß das Vorland mehr als normal durch Süßwasser gekennzeichnet ist. Der charakteristischen, in erster Linie aus Andelgras bestehenden Klintmarschvegetation waren in diesem Gebiet Schilfrohr und Meerbinsen beigemischt. Die Vegetation ist sogar an gewissen Stellen von denselben dominiert. Die größten Vorlandareale liegen am nördlichsten Teil des Höjer Deiches (Abb. 9), wo das Vorland 1954 eine Maximumbreite von 800 m hat, während das Vorland weiter nördlich am Emmerlev Deich ganz schmal ist. Ganz nach Norden beim Emmerlev Klev wird das Vorland durch einen aus Abbaumaterial von der Geest bestehenden Sandstrand ersetzt.

Unmittelbar nördlich vom Höjer Kanal ist das Vorland ohne Klintmarschstruktur (Abb. 14), wodurch es sich vom Gebiet südlich des Kanals stark unterscheidet. Das Durchschnittsniveau des Gebietes entspricht nur 1,4 m DNN, und die Geländehöhe variiert im größten Teil des Gebietes weniger als 10 cm. Im nördlichen Teil dieses Gebietes hatte die Vidau früher ihre Mündung (Abb. 6), und von dort verläuft eine Landprielniederung gegen NNW entlang einem hochliegenden Landgebiet mit Koten über 3 m DNN. Es handelt sich hierbei um Geest, die die Basis des südlichen Teils des Emmerlev Deiches bildet. Außerhalb der Landprielniederung findet sich ein Marschvorland des üblichen Typs, das aus einer Marschklint besteht, die sowohl in bezug auf Alter als auch Höhe der westlichen der beiden Marschklinten unmittelbar südlich vom Höjer Kanal entspricht.

Im Jahre 1972 weicht das Vorland sehr wenig von dem des Jahres 1954 ab. Die Messungen ergeben nur an wenigen Stellen eine Sedimentation größer als 5 cm und an keiner Stelle größer als 10 cm. Dies bezieht sich sowohl auf die Marschklint, die Landprielniederung als auch das Gebiet am Kanal.

3.2.2 Das Landgewinnungsfeld von 1958

Aus der Vermessung 1954 ergibt sich, daß fast das ganze Gebiet südlich vom Höjer Kanal den Charakter eines Hochwatts hatte; nur im nördlichsten und südlichsten Teil des Feldes fanden sich niedriger liegende Gebiete. Vom Hochwatt lagen nicht weniger als 85 % über 0,8 m DNN und 28 % sogar über 0,9 m DNN, was dem Niveau unmittelbar unter Mittelhochwasser entspricht. Die Dränierung des Hochwatts war aufgrund des früher erwähnten markierten Landpriels mit Mündung in den naheliegenden Höjer Kanal (Abb. 15)

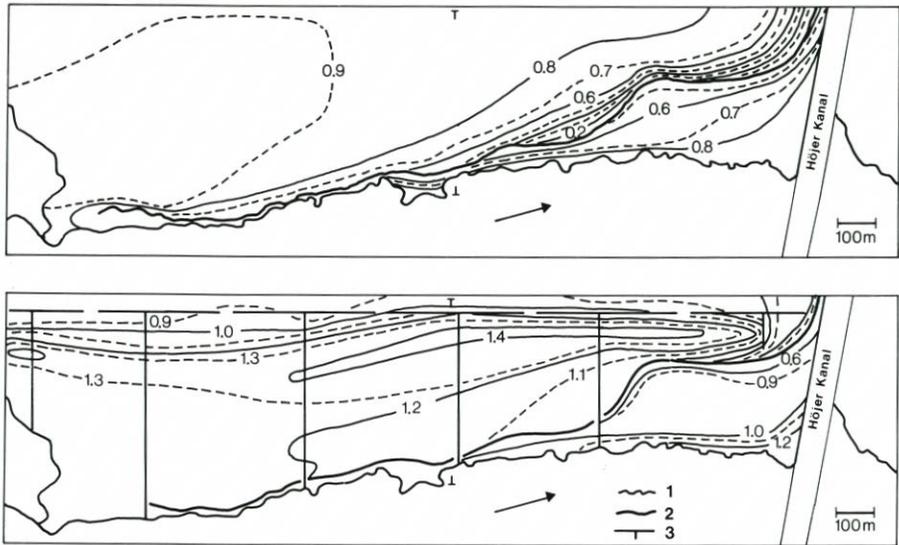


Abb. 15: Das Landgewinnungsfeld 1958 unmittelbar südlich vom Höjer Kanal in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet e, Abb. 10). 1: Erosionskante des Vorlandes. 2: Priel. 3: Lahnungen

im nördlichen Teil am besten. Die gute Dränierung bewirkte, daß 1954 Andelgras in erheblichem Ausmaß im Gebiet um den Landpriel gedieh. Aus einer Spezialvermessung 1955 (Abb. 16) ergibt sich in Einzelheiten die Abhängigkeit des Andelgrases vom Dränierungsmuster, da sich die dichteste Vegetation von Andelgras den eigentlichen Landpriel entlang und den größten Seitenprieln entlang findet, die die Hochwattbank entwässern. Der Priel war noch 1958 ziemlich niedrig, und er diente deshalb als der wirksamste Abfluß des Gebietes innerhalb der Lahnung.

1958 wurde ein Sammelgraben 200 m östlich der Lahnung mit Mündung in den nördlichen Teil des Landpriels angelegt. Der Sammelgraben nahm das Wasser der westlich davon liegenden Gruppen auf. Dadurch vermied man zu lange Gruppen, die eine Versumpfung im Gebiet um den oberen Teil der Gruppen veranlassen würden. Der Sammelgraben wurde wegen des guten Abflusses in den Landpriel schnell zu einem bedeutenden Kanal, der eine ebenso wirksame Entwässerung in sein umliegendes Land wie der Landpriel in das seine bewirkte. Das Ergebnis der vorzüglichen Entwässerung war ein sehr schneller Anwachs, der allmählich von Süden nach Norden das Gelände über das Mittelhochwasser brachte, was die Bildung einer Marschwiese zur Folge hatte. Als die Marschwiese eine solche Höhe erreichte, daß ein natürlicher Abfluß in das umliegende Watt hinab vorhanden war, war die Abströmung nicht länger von der niedrigsten Abflußrichtung abhängig, weshalb der Landpriel sich

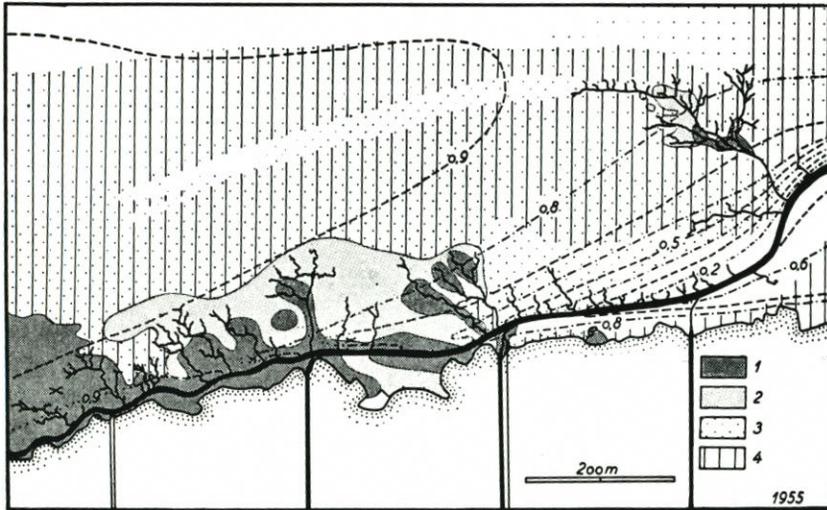


Abb. 16: Vegetationskarte vom Prielbereich südlich vom Höjer Kanal 1955.

1: Dichte Andelgrasvegetation. 2: Zerstreute Andelgrasvegetation. 3: Spartina. 4: Queller (B. JAKOBSEN)

eliminieren und die Entwässerung nach Westen führen ließ. Im Zuge der verbesserten Dränierung und des sich daraus ergebenden schnellen Anwachs erfolgte in den folgenden Jahren ein Kupieren des Landpriels an drei Stellen im Abstand von je 400 m. Das Profil des Landpriels hatte sich schon vor den Kupierungen etwas verkleinert, einerseits aufgrund des Vordringens der Vegetation entlang der Seiten, andererseits wegen der Sedimentation, die im Priel in Verbindung mit dem Anwachs des umliegenden Landes und der damit kleineren Wasserumsetzung entstand. Nach Durchführung der Kupierungen entwässerten die abgeschnittenen Teile des Landpriels direkt in das Watt durch drei neu angelegte ostwestlich verlaufende Abflußgräben. Durch diese flossen ein kurzer, aber kräftiger Flutstrom und ein relativ schwacher Ebbestrom. Der Flutstrom führte bedeutende Mengen von Material mit sich in den Landpriel hinein, das der Ebbestrom nicht wieder zu entfernen vermochte. Dies bewirkte ein schnelles Auffüllen der kupierten Landprielabschnitte.

Das Ergebnis der bei den Landgewinnungsarbeiten verbesserten Dränierung war, daß 1965 das Andelgras sich bis auf 81 % des nördlichen Feldes verbreitet hatte und 1972 das gesamte Gebiet deckte. Im ganzen nördlichen Feld erfolgte eine bedeutende Sedimentation, im Durchschnitt etwa 37 cm. Ein Beispiel der großen Sedimentation ergibt sich aus Abb. 17, die ein Querprofil des Landgewinnungsfeldes ca. 1 km südlich vom Höjer Kanal darstellt. Aus dem Profil ergibt sich, daß sich im Landgewinnungsfeld auf dem Hochwatt außerhalb des Landprieles eine neue Marschklint gebildet hat. Entsprechend dem typischen Marschklintprofil ist das Niveau im westlichen Teil am höchsten, 1,4 m DNN, in dem die Sedimentation ca. 50 cm betrug. Von hier fällt das Niveau ca. 25 cm gegen Osten ab, und im östlichen Teil der Marschklint betrug die Sedimentation nur ca. 30 cm. Die Auffüllung der Landprielniederung hinter der Marschklint ergibt sich auch deutlich aus dem Profil. Hier entspricht die Sedimentation ca. 60 cm. Die durchschnittliche Sedimentation entlang dieser Profillinie beträgt ca. 2 cm/Jahr für die gesamte Periode. Das ist für die Marschklintbildung im dänischen Wattenmeer normal. Die Sedimentation war aber die ganze Periode hindurch nicht gleichmäßig verteilt. Eine Vermessung 1966 enthüllt, daß in den letzten sechs Jahren der Periode die

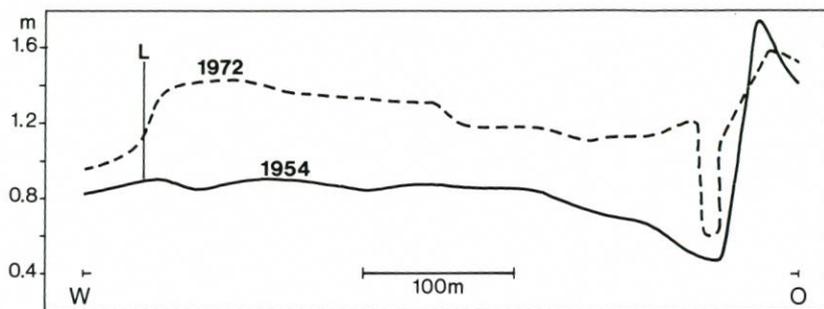


Abb. 17: Querprofil des Landgewinnungsfeldes 1958 1 km südlich vom Höjer Kanal in den Jahren 1954 und 1972. L: Lahnung

Sedimentation ca. 4 cm/Jahr betrug. Von dieser relativ großen Sedimentation weiß man mit Sicherheit, daß sie in einer dichten Andelvegetation stattgefunden hat.

Der mittlere Abschnitt des Landgewinnungsfeldes von 1958 (Abb. 18) am nördlichen Teil des jüngeren Vorlandes bestand 1954 lediglich aus Hochwatt, von dem 88 % über 0,8 m DNN lagen. Trotz des hohen Niveaus fand sich keine Andelvegetation. Dagegen gedieh Queller im größten Teil des Gebietes. Es handelte sich somit um ein anscheinend geringes Anwachsgelände, weshalb man die Landgewinnungsanlagen aus einer einzelnen Reihe kleiner

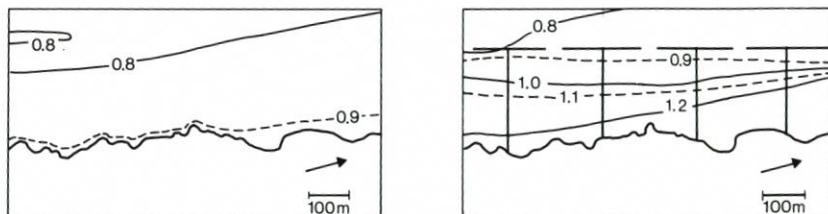


Abb. 18: Der mittlere Teil des Landgewinnungsfeldes 1958 südlich vom Höjer Kanal in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet f, Abb. 10)

Schlickfelder mit einer ostwestlichen Ausdehnung von nur 200 m und mit Entwässerung nach Westen von einer sehr schwach entwickelten Landprielniederung hinweg bestehen ließ. 1972 hatte sich das Niveau überall angehoben. Der größte Teil des Gebietes liegt jetzt zwischen 0,9 und 1,3 m DNN, und das Andelgras deckt ca. $\frac{3}{4}$ des gesamten Feldes. Diese Entwicklung vollzog sich in erster Linie während der Periode 1966–1972, da 1966 sich das Watt weder in bezug auf das Andelgras noch auf das Niveau im Verhältnis zur Situation 1954 verändert hatte. Das Sedimentationsmaximum entspricht in diesem Gebiet ca. 35 cm, was einer jährlichen Auflagerung von 5–6 cm entspricht. Die kleinen Schlickfelder haben sich somit bewährt.

Der südliche Teil des Landgewinnungsfeldes von 1958 (Abb. 19) umfaßte 1954 99 % Hochwatt. Der größte Teil des Gebietes, etwa 84 %, lagen über 0,8 m DNN, und nur in der südwestlichsten Ecke fand sich ein Areal unter Hochwattniveau. Die Niveaueverhältnisse genügten somit einer Zuwanderung von Andelgras. Dennoch ist das Andelgras nur durch verstreut liegende Grasbüschel entlang der alten Vorlandkante vertreten, während Queller in 68 % des Feldes (Abb. 20) vorkommt. Das geringe Andelvorkommen selbst auf dem höchstliegenden Watt deutet darauf hin, daß das Gebiet eine geringe natürliche Dränierung hatte. Dies ergibt sich auch aus den völlig vegetationslosen Gebieten im südwestlichen Teil des Watts und in einer ca. 100 m breiten Zone auf dem höchstliegenden Watt vor dem alten Vorland.

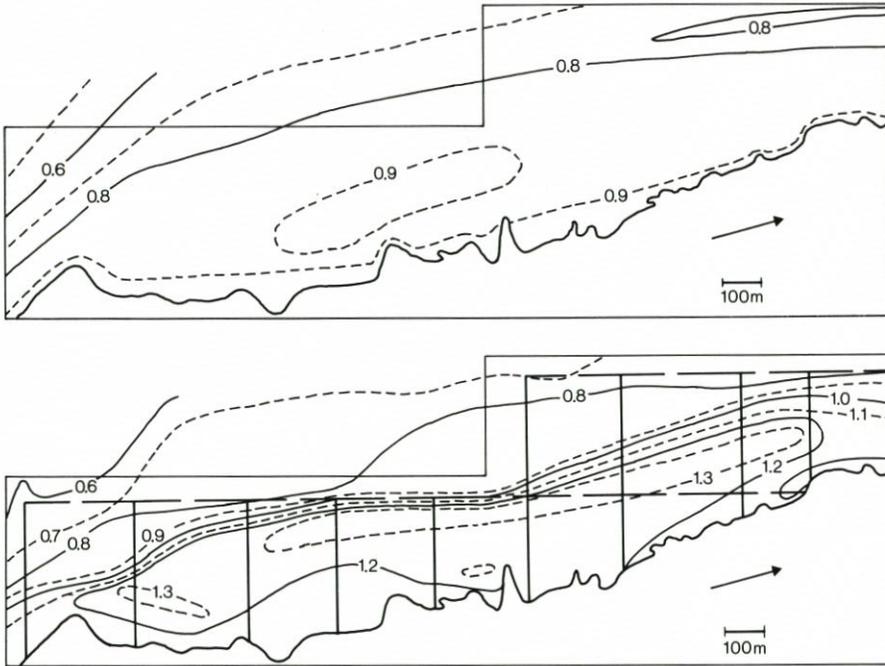


Abb. 19: Der südlichste Teil des Landgewinnungsfeldes 1958 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet g, Abb. 10)

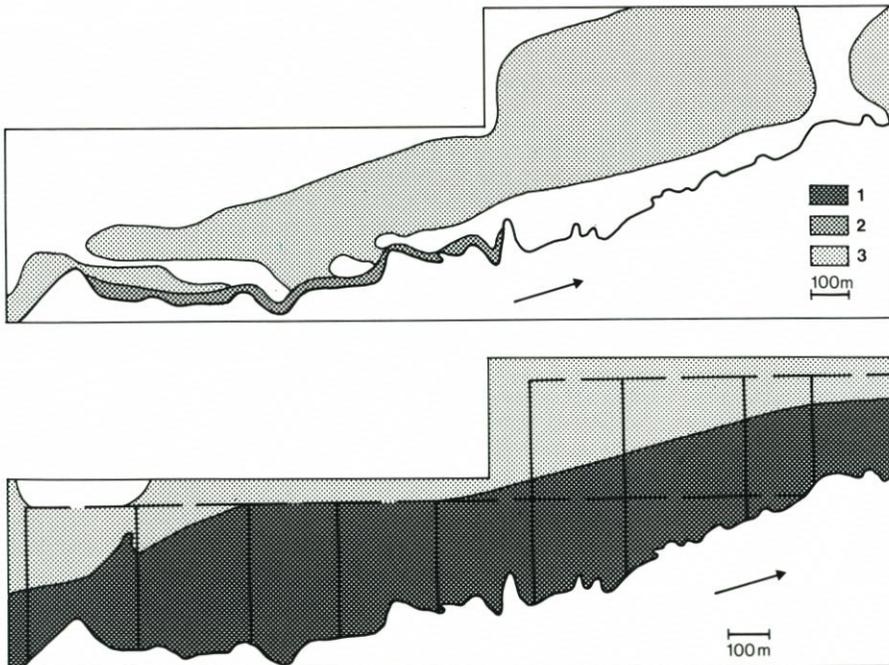


Abb. 20: Vegetationskarte des südlichsten Teils des Landgewinnungsfeldes 1958 in den Jahren 1954 und 1972

1: Dichte Andelgrasvegetation. 2: Zerstreute Andelgrasvegetation. 3: Queller

Hier handelt es sich um eine ganz schwach entwickelte Landprielniederung ohne natürlichen Abfluß. Das Gebiet wurde nur dann trocken, wenn im Sommer das Wasser verdunstete. Hierdurch erhöhte sich der Salzgehalt des Watts in einem solchen Grade, daß die Vegetation nicht gedeihen konnte. In diesem vegetationslosen Gebiet wurde gleichzeitig mit dem Anlegen von Schlickfeldern ein Sammelgraben zwecks Fortleitung des Wassers gegraben. Die verbesserte Dränierung ist aus den Kartierungen 1965–66 ersichtlich. Das dichte Andelgras hatte schon zu diesem Zeitpunkt 54 % des Gebietes erobert. Gleichzeitig damit hat sich das Niveau angehoben. Die Sedimentation setzte sich in der Periode 1966–1972 fort. Gleichzeitig verbreitete sich das Andelgras weiter und machte 1972 78 % des Feldes aus. Die große Sedimentation ist mit der Andelvegetation eng verknüpft. Die größten Werte finden sich im westlichen Teil des Gebietes, das das Andelgras erobert hat. In der Periode 1958–1972 sind hier 40–50 cm abgelagert, während die Sedimentation weiter östlich zur alten Vorlandkante hin bis auf 20–30 cm fällt. Das Gebiet hat sich somit in der Landgewinnungsperiode 1958–1972 zu einem neuen Marschklintvorland entwickelt.

1954 bestand nördlich vom Höjer Kanal ein großer Unterschied zwischen dem nördlichen und südlichen Teil des Gebietes vor dem alten Vorland. Dies bezog sich sowohl auf Oberflächenform, Dränierung, als auch auf Vegetation. Das Gebiet unmittelbar nördlich vom Kanal (Abb. 21) wurde von einem gut entwickelten Priel dominiert, der mit zwei Seitenprielen sowohl das Watt als auch einen Teil des alten Vorlandes in den Höjer Kanal entwässerte. Zwischen dem Priel, der Vorlandkante und dem Kanal gab es ein relativ niedrig liegendes Gebiet mit Koten, die von 0,3 m bis 0,8 m DNN variierten. Dieses Gebiet war ausgesprochen durch Brackwasser gekennzeichnet, was darauf zurückzuführen war, daß die Vidau bei

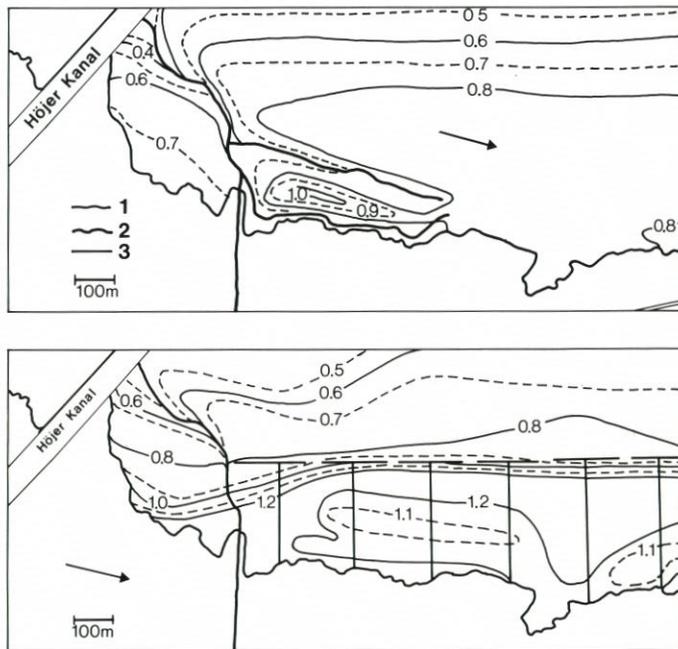


Abb. 21: Das Landgewinnungsfeld 1958 unmittelbar nördlich vom Höjer Kanal in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet h, Abb. 10).

1: Erosionskante des Vorlandes. 2: Priel. 3: Lahnung

steigendem Wasser vom vordringenden Flutwasser zurückgedrängt wurde. Da das Vermischen von Süß- und Salzwasser langsam erfolgt, schob das steigende Wasser vor sich ein Kissen aus Süßwasser, das sich über das ungeschützte Watt nördlich vom Höjer Kanal verbreitete. Das Gebiet südlich des Kanals war von der Lahnung der südlichen Seite des Kanals entlang vor Eindringen von Süßwasser geschützt. Das Brackwassergepräge kam durch einen hohen Bestand von Meerbinsen zum Ausdruck. Da eine solche Vegetation keine Sedimente sammelt und die Pflanzen den eigentlichen Marschpflanzen das Licht nehmen, wurde die Landgewinnung in diesem Gebiet mit Abhauen der Meerbinsen eingeleitet. Das wurde jährlich wiederholt, bevor die Samen reif waren, aber erst im Laufe von zehn Jahren ist der Bestand so viel dünner und niedriger geworden, daß das Andelgras hat zuwandern können. Im ersten Jahrzehnt fand im Gebiet praktisch kein Anwachs statt, 1972 sind die Koten aber um 10–15 cm im Verhältnis zu 1954 angehoben, was darauf zurückzuführen ist, daß das Andelgras jetzt dominierend ist.

Zwischen den beiden Seitenprielen, die sich gegen Norden erstrecken, fand sich schon 1954 ein hochliegendes Anwachsgebiet mit Maximumkote über 1,0 m DNN. Die Vegetation bestand aus größeren und kleineren Andelgrasbüscheln in einem kräftigen Bestand aus *Spartina*. Das Gebiet war aufgrund zugewanderter Sandriffe und einer großen Anzahl nicht dräniertes Löcher sehr ungleichmäßig, weshalb die Landgewinnung hier mit Grüppeln von Hand eingeleitet werden mußte. In den Prielniederungen waren die dominierenden Pflanzen Meerbinsen in der inneren Niederung und Queller und *Spartina* in der äußeren. Die beiden Priele standen mit einer knapp 100 m breiten, vom Wasser permanent gedeckten Niederung in Verbindung, die sich bis an eine markierte Bucht in der alten Vorlandkante erstreckte. Unmittelbar nördlich davon fand sich ein Wasserscheidegebiet, in dem während einer Periode vor 1954 eine Marschbildung erfolgt war, die aber eine Erosion wieder in eine große Anzahl hoher Andelgrasbüschel aufgebrochen hatte. In diesem Gebiet war das Grüppeln von Hand auch notwendig, aber außerdem mußte man die Andelgrasbüschel weggraben, um eine gleichmäßige Oberfläche zu bekommen, die für den Wellenschlag keine Angriffspunkte bildete.

In der ersten Stufe der Landgewinnung wurde das Gebiet durch das vorhandene Prielsystem dräniert, das bis an die Wasserscheide durch einen Sammelgraben ausgedehnt wurde. Schon 1960 wollte man aber mit Rücksicht auf die Gefahr einer Versandung im Höjer Kanal an der Mündung des Priels, die direkte Abströmung in den Höjer Kanal verringern. Um dies zu erreichen, erfolgte ein Kupieren der Priele an vier Stellen, und das Wasser wurde gegen Westen durch Abflußgräben geführt (Abb. 3). Die einzelnen Teile der Priele dienten danach nur als Sammelgräben, und die minimale Wasserführung bewirkte, daß sich die Rinnen schnell mit Sediment auffüllten, wonach sie durch einen neuangelegten Sammelgraben ersetzt wurden.

1972 war der größte Teil des Gebietes von Andelgras dominiert und eine Sedimentation war überall erfolgt. In den Niederungen um die Priele und im dazwischenliegenden Anwachsgebiet betrug die Sedimentation 25–30 cm, aber auf dem Hochwatt außerhalb des Prielsystems war eine Sedimentation bis auf 45 cm erfolgt, wodurch sich hier eine neue Marschklint mit Maximumkote 1,3 m DNN bildete.

Im nördlichsten Feld vor dem schmalen Vorland am Emmerlev Deich (Abb. 22) fand sich 1954 ein sich schwach neigendes Watt, das trotz seines Niveaus entweder vegetationslos oder mit einem dünnen Bestand von Queller versehen war. Das Gebiet war gegen Norden durch einen nur wenig markierten Landpriel unzureichend dräniert. Die Landprielniederung war vegetationslos, abgesehen von Meerbinsen entlang der Vorlandkante, was auf durchsickerndes Grundwasser aus der naheliegenden Geest zurückzuführen war. 1958 wurde ein küstenparal-

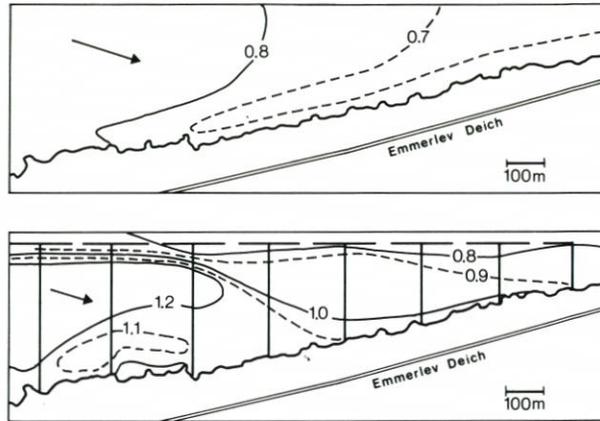


Abb. 22: Der nördlichste Teil des Landgewinnungsfeldes 1958 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet i, Abb. 10)

lerer Faschinezzaun gebaut und ein Sammelgraben in der Landprielniederung gegraben. Der Sammelgraben hatte aber kein ausreichendes Gefälle zwecks wirksamer Fortleitung des Wassers. Darum wurde das Gebiet 1960 in sieben Schlickfelder mit je einem Abflußgraben in das Watt gegen Westen aufgeteilt. Dies bewirkte eine stark verbesserte Dränierung, so daß sich schnell eine dichte Quellervegetation mit rasch zuwanderndem Andelgras einstellte. 1972 hat das Andelgras das Gebiet größtenteils erobert, und die Landprielniederung ist durch eine Sedimentation von 30–40 cm eliminiert worden. Gleichzeitig hat sich im Süden das Niveau auf dem Hochwatt um bis auf 50 cm angehoben, auf dem ein Vorland mit Marschklintprofil geschaffen wurde, während die Sedimentation am weitesten gegen Norden, wo sich das neue Vorland schwach gegen Westen neigt, 20 cm nicht übersteigt.

3.2.3 Das Landgewinnungsfeld von 1960

Da die Landgewinnungsarbeiten u. a. durchgeführt wurden, um den vorhandenen Deichen durch Bildung eines breiten, regelmäßigen Vorlandes verbesserten Schutz zu gewähren, mußten niedriger liegende Watten so schnell wie möglich bearbeitet werden, um mit dem Marschanwachs auf den hohen Watten Schritt halten zu können. Deshalb wurde schon 1960 die Landgewinnung erweitert, so daß sie einige der niedrigen Watten nördlich der deutschen Grenze und nördlich vom Højer Kanal umfaßte. Im südlichen Feld (Abb. 23) bestehen die Landgewinnungsanlagen einerseits aus einer Reihe von Schlickfeldern in Verlängerung des Systems von 1958, andererseits aus einem einzelnen Vorschlickfeld gegen Südwesten, das den Vorläufer der Landgewinnung im eigentlichen Grenzgebiet bilden sollte. Die Schlickfelder umfaßten Watten, die 1954 zwischen 0,2 und 0,9 m DNN lagen. Die Hochwatten über 0,6 m DNN betrug 62 %, aber nur 17 % lagen über 0,8 m DNN. Der größte Teil des Gebietes lag somit sehr niedrig. Daher konnte das Andelgras nicht gedeihen, aber auch keine Queller fanden sich 1954 im Gebiet. Die folgenden Kartierungen deuten darauf hin, daß die Eroberung des Gebietes der Vegetation schwer fällt. 1965 ist das Feld noch völlig vegetationslos. Erst aus den Kartierungen 1972 ergibt sich, daß Queller und Spartina in den größten Teil des Gebietes eingedrungen waren. Dagegen wurde kein Andelgras registriert. Dies kann die Erklärung dafür sein, daß die Sedimentation während der ganzen Periode

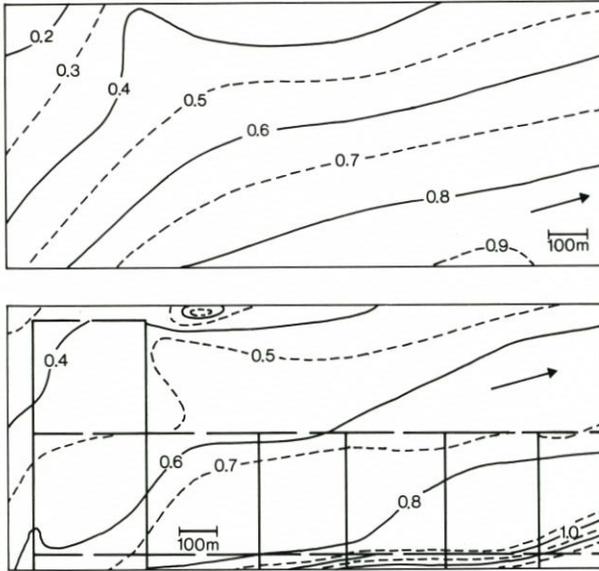


Abb. 23: Das südliche Landgewinnungsfeld 1960 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet j, Abb. 10)

1954–1972 minimal war; die Niveauevariationen liegen innerhalb von ± 10 cm. Bezeichnend für das gesamte Gebiet, sowohl für hohe als auch für niedrige Watten, ist, daß die positiven Niveaueveränderungen im Faschinenschutz in der westlichen Hälfte der Schlickfelder vorkommen, während sich die negativen Niveaueveränderungen in der östlichen Hälfte gegen den wellenexponierten Faschinenzaun von 1958 finden. Die Niveaueveränderungen des Vorschlickfeldes bilden jedoch eine Ausnahme, indem es sich hierbei hauptsächlich um eine positive Niveaueveränderung handelt. Zusammenfassend läßt sich sagen, daß in der Periode 1954–1972 eine allgemeine Änderung der Neigung des Wats von einem steileren in Richtung eines flacheren Gradienten erfolgt ist. Die Sedimentation hat bewirkt, daß 1972 64 % des Gebietes ein zwischen 0,6 und 0,9 m DNN gelegenes Hochwatt sind. Davon lagen 19 % über 0,8 m DNN. Der restliche Teil liegt im Niveau 0,3–0,6 m DNN.

Das Landgewinnungsfeld nördlich vom Höjer Kanal (Abb. 24) umfaßt Watten, die 1954 im Niveauintervall 0,0–0,9 m DNN gelegen waren. Davon lagen 26 % unter 0,6 m DNN, und nur 21 % über 0,8 m DNN. Nur der Teil des Wats über 0,8 m DNN war 1954 von Vegetation bedeckt. Die Vegetation bestand ausschließlich aus vereinzelt wachsenden Quellern. 1972 war ein kleines Gebiet im südöstlichsten Schlickfeld vom Andelgras erobert. Das Watt der östlichen Schlickfeldreihe war von Spartina und Queller invadiert, während die restlichen Schlickfelder so gut wie vegetationslos waren. Die fehlende oder schwach entwickelte Vegetationsdecke und besonders das Nichtvorhandensein von Andelgras kommen deutlich durch eine geringe Sedimentation von 5–10 cm für die Periode 1954–1972 zum Ausdruck. Nur ganz örtlich findet sich eine größere Sedimentation, z. B. entlang einer 4 m breiten wasserdichten Lahnung, die in Verbindung mit der Landgewinnungsanlage auf der nördlichen Seite vom Höjer Kanal zu dem Zweck errichtet wurde, einen quergehenden Strom daran zu hindern, Material in den Kanal hinabzuführen.

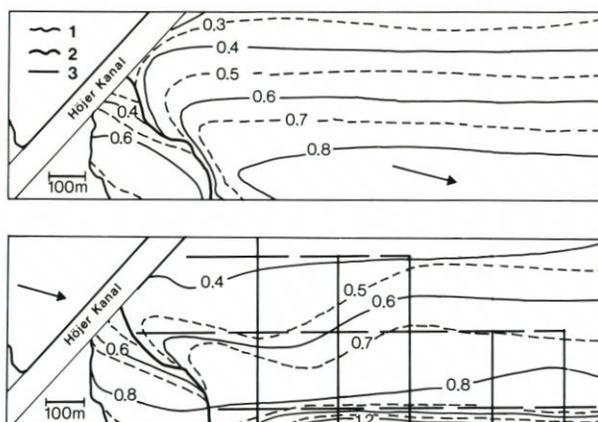


Abb. 24: Das nördliche Landgewinnungsfeld 1960 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet k, Abb. 10).
1: Erosionskante des Vorlandes. 2: Priel. 3: Lahnung

3.2.4 Das Landgewinnungsfeld von 1963/64

Wie früher erwähnt, sollte die Höjer-Landgewinnung Bestandteil eines neuen Kooges westlich von Neu-Friedrichskoog sein. Ein neuer Seedeich sollte mit einem entsprechenden auf deutscher Seite verbunden werden, und die Landgewinnungsarbeiten im Grenzgebiet sollten unter dänisch-deutscher Regie durchgeführt werden. Dies bedeutete, daß man so schnell wie möglich auf den niedrigen Watten unmittelbar nördlich der Grenze Landgewinnungseingriffe vornehmen mußte. Diese Arbeiten wurden jedoch erst 1963–64 ausgeführt, da vorher Vereinbarungen über die Gestaltung der Arbeit an der Grenzlinie zu treffen waren. Aus der Vereinbarung ergab sich die Errichtung eines 8 m breiten, als dänisch-deutsche Gesamtleistung erbrachten Lahnungsweges.

Auf dem Watt gleich nördlich der Grenze (Abb. 25) drängt sich von Westen eine Flutscharte (Flutstromrinne) hinein. Die Niederung der Flutscharte verlief ursprünglich über die Landesgrenze bis zu einem Anwachsgebiet auf deutscher Seite (Abb. 9). Vor dem Bau des Grenzlahnungsweges erfolgte eine bedeutende Wasserbewegung hin und zurück durch die Niederung, was einen Anwachs verhinderte. Der Lahnungsweg hielt die Durchströmung an und beschaffte die erforderliche Ruhe zur Sedimentation des Materials, das durch die Flutscharte hineingeführt wird, das aber früher in den deutschen Raum weitergeführt wurde. Der aus drei Schlickfeldern bestehende Landgewinnungsabschnitt überspannt ein großes Wattniveauintervall. 1954 lag das Watt zwischen 0,2 und 0,9 m DNN, und nur 20 % waren Hochwatt. Die Kote in der Grenzniederung lag unter 0,3 m DNN, und der innere Teil der Niederung lag nur ca. 300 m westlich der Vorlandkante. Das niedrige Niveau sowie die besonderen hydrographischen Verhältnisse in der Niederung der Flutscharte haben die Vegetationsentwicklung des Gebietes gehemmt. 1954 war somit nur der östlichste Teil des Watts über Kote 0,8 m DNN mit Queller bestanden, und es gab kein Andelgras. Dies änderte sich schon 1965. Zu diesem Zeitpunkt erstreckt sich das Andelvorland ca. 200 m westlich des 1954-Vorlandes. Diese Entwicklung ist jedoch im Verhältnis zur Niveauveränderung des Feldes bescheiden, eine Veränderung, die in diesem Landgewinnungsabschnitt deshalb nicht in erster Linie von der Verbreitung der Vegetation abhängig sein kann. Der vegetationslose Teil des Watts hat schon 1966 eine positive Niveauveränderung mit einer Sedimentation, die

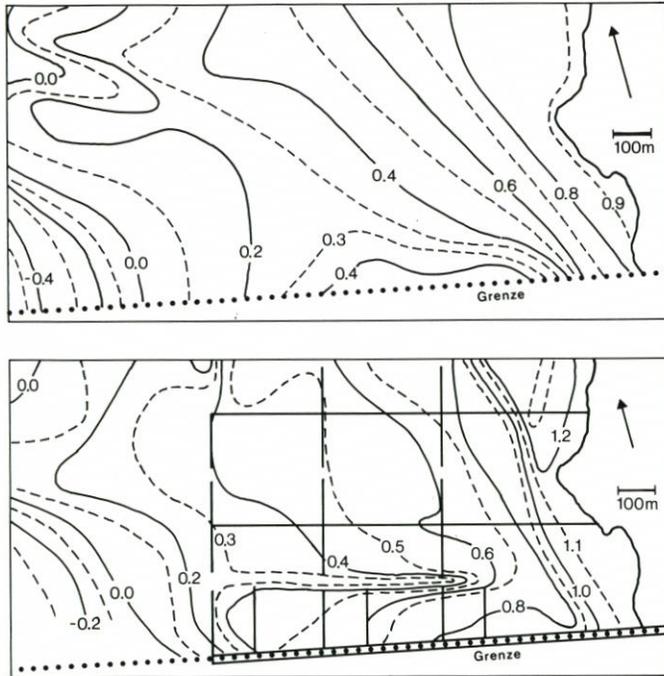


Abb. 25: Das Landgewinnungsfeld 1963/64 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet I, Abb. 10)

von 10–15 cm im westlichsten Schlickfeld bis zu 30–40 cm in der Grenzniederung, die fast aufgefüllt ist, überspannt. Dieses Höhenwachstum ist in erster Linie auf den Kupierungseffekt des Grenzlahnungsweges sowie auf den Buchtauffüllungseffekt zwischen der Lahnung und dem alten Vorland zurückzuführen.

Die Wirkung des Grenzlahnungsweges hat sich bis 1972 fortgesetzt. Zu diesem Zeitpunkt liegt das Niveau zwischen 0,3 und 1,2 m DNN und 50 % sind Hochwatt. Die ursprüngliche Grenzniederung ist im Niveau 0,8 m DNN nur schwach gestaltet, und die Fortsetzung der Niederung entspricht einer schmalen ostwestlich gehenden Rinne mit Bodenkote zwischen 0,2 und 0,3 m DNN, in der ein von kurzen Faschinezäunen rechtwinklig zum Grenzlahnungsweg unterstützter Sammelgraben angelegt ist. Die Vegetationsverbreitung 1972 in bezug auf das Andelgras unterscheidet sich nicht besonders von 1965. Dagegen hat sich Queller verbreitet und ist in allen drei Schlickfeldern vertreten. Im westlichen dominiert jedoch Spartina. Die gesamte Sedimentation in der Periode 1954–1972 beträgt 15–40 cm in den beiden Außenanlagen und 30–60 cm um die Grenzniederung im Innenschlickfeld. Somit ist trotz fehlendem Andelvorkommen eine beträchtliche Sedimentation erfolgt. Die Sedimentation im östlichen Teil des Innenschlickfeldes, in dem sich 1965 das Andelgras verbreitet hat, beträgt zwischen 10 und 35 cm für die Periode 1954–1972. Obwohl die höchsten Teile dieses Feldes zwischen Kote 1,0 und 1,2 m DNN liegen, ist von einer Marschklinnbildung nicht die Rede, da die höchsten Teile der Marschwieße gegen Osten an der alten Vorlandkante liegen und über 200 m ein Gefälle in westlicher Richtung von 40 cm haben.

3.2.5 Das Landgewinnungsfeld von 1965

Die letzte Landgewinnungsstufe 1965 war von der Führung des geplanten Vordeiches abhängig, indem überall Schlickfelder bis an die geplante Deichlinie hinaus angelegt wurden. Nördlich vom Höjer Kanal wurden acht kleine Schlickfelder auf dem Hochwatt vor dem nördlichen Teil des Emmerlev Deiches (Abb. 26) sowie zwei Schlickfelder auf dem Niedrigwatt nahe dem Kanal angelegt. Das Hochwatt war 1954 nur mit vereinzelt wachsendem

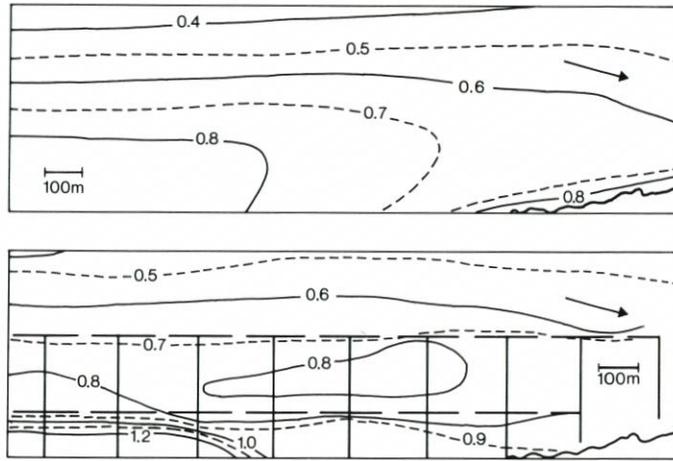


Abb. 26: Der nördlichste Teil des Landgewinnungsfeldes 1965 in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet m, Abb. 10)

Queller bestanden, während sich 1972 sowohl Queller als auch Spartina, aber kein Andelgras fanden. Somit ist keine Marschbildung erfolgt. Das Niveau hat sich jedoch in der Periode 1954–1972 um 10–15 cm angehoben, was auf Zuwanderung von Sandriffen zurückzuführen ist. Dies läßt sich dadurch bekräftigen, daß in derselben Periode auf dem nicht behandelten Watt westlich der Schlickfelder bis zu 10 cm sedimentiert haben, was einer Flächenzuwanderung an Sand gegen die Küste entspricht. Dasselbe Höhenwachstum findet sich auch in den Niedrigwatt-Schlickfeldern am Kanal.

Südlich vom Höjer Kanal wurden 18 Schlickfelder verschiedener Größe in einem Gebiet angelegt, das 1954 in der Höhe von 0,9 m DNN im nördlichsten Teil (Abb. 27) bis 0,2 m DNN am weitesten gegen Süden variierte. Das gesamte Gebiet war 1954 vegetationslos, während sich 1972 überall Queller und Spartina fanden. Darüber hinaus hatte das Andelgras seit 1965 eine 50–75 m breite Zone am östlichen Faschinentzaun in den vier nördlichsten Schlickfeldern erobert. Hier ist das Niveau gleichzeitig um bis auf 20 cm angehoben. Unmittelbar außerhalb der Andelzone sind die Schlickfelder dafür durch Erosion gekennzeichnet, was als der Beginn einer neuen Landprielniederung angesehen werden kann. Am westlichen Faschinentzaun findet sich wieder Akkumulation. Auf dem Watt außerhalb des Schlickfeldes läßt sich, wie auch nördlich des Kanals, eine Sandzuwanderung beobachten. Die Niveauveränderungen sind überall klein, da weder Erosion noch Akkumulation 10 cm übersteigen.

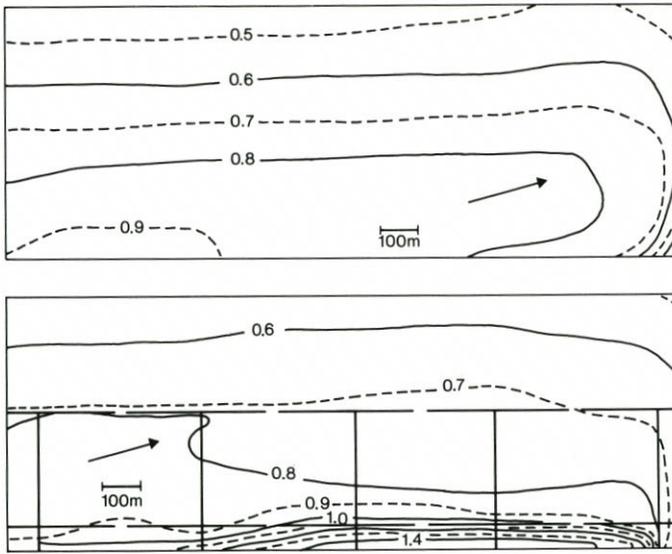


Abb. 27: Das Landgewinnungsfeld 1965 unmittelbar südlich vom Höjer Kanal in den Jahren 1954 und 1972 (Gebiet n, Abb. 10)

3.2.6 Die Hauptstrukturen des Gebietes

Das wesentlichste strukturelle Element im Gebiet vor dem Höjer Deich stellt die Marschklint dar, die, wie im Abschnitt 2.2 erwähnt, die Grundlage eines großen Teils der Landgewinnung im dänischen Wattenmeer bildet. Die Vermessung 1972 zeigt mehrere Systeme von Marschklinten unterschiedlicher Orientierung nördlich und südlich vom Höjer Kanal (Abb. 28).

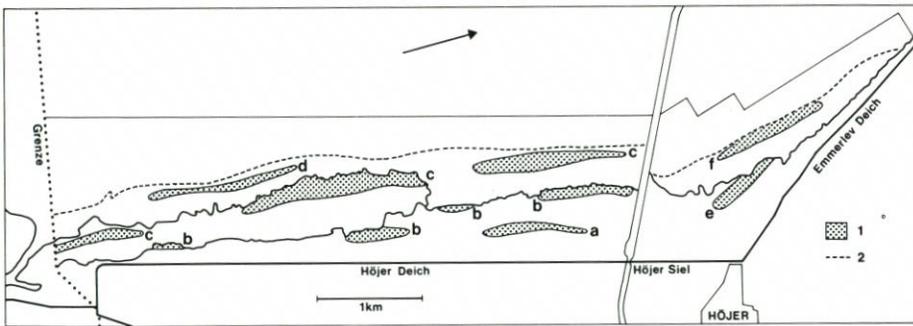


Abb. 28: Die Hauptstrukturen des Landgewinnungsgebietes bei Höjer 1972.
1 (a-f): Der hohe westliche Teil der Marschklinten. 2: Westgrenze des Andelvorlandes 1972

Im Gebiet südlich vom Höjer Kanal entspricht die Orientierung der Marschklinten etwa N/S. Hier finden sich vier Reihen von Landprielniederungen getrennte Klinten. Die östlichste Marschklint (a) aus der letzten Hälfte des 19. Jahrhunderts ist bis Kote 1,7 m DNN aufgebaut. Danach folgt eine Reihe von Marschklinten, die der Küstenlinie 1935 (b) entspre-

chen. Diese Marschklinten sind 10–20 cm höher als die alte Klint. Die nächste Reihe besteht aus drei Marschklinten (c), von denen zwei einen Teil der 1954-Küstenlinie bilden. Die dritte Klint liegt weiter nördlich im Landgewinnungsfeld von 1958. Die mittlere Marschklint hat die Maximumkote 1,8 m entsprechend der östlich davon liegenden älteren Klint, wogegen die nördliche und südliche Klint beide die Maximumkote 1,4 m haben trotz des Altersunterschiedes. Außerhalb dieser Reihe findet sich schließlich eine Marschklint (d) mit der Maximumkote 1,3 m, die im südlichen Teil des Landgewinnungsfeldes von 1958 gelegen ist.

Nördlich vom Höjer Kanal sind die Marschklinten weniger gut entwickelt. Es gibt nur zwei Klinten, deren Orientierung für beide etwa NNW/SSO entspricht. Die ältere (e) mit der Maximumkote 1,7 m ist Bestandteil der 1954-Küstenlinie, während die jüngere (f), die einen halben Meter niedriger ist, im Landgewinnungsfeld von 1958 liegt.

In der Landgewinnungsperiode 1958–1972 wurden insgesamt 240 ha Andelvorland geschaffen, die Bildung von Klintmarsch ist aber 1972 nicht abgeschlossen. Weder die jungen noch die älteren Marschklinten haben ihre Maximumhöhe von ca. 2 m DNN, entsprechend ca. 1 m über Mittelidehochwasser, erreicht (Abb. 29). Außerdem werden sich die Hochwatten außerhalb der neuen Küstenlinie allmählich bis auf ein Niveau aufbauen lassen, bei dem sie sich von Andelgras werden kolonisieren lassen.

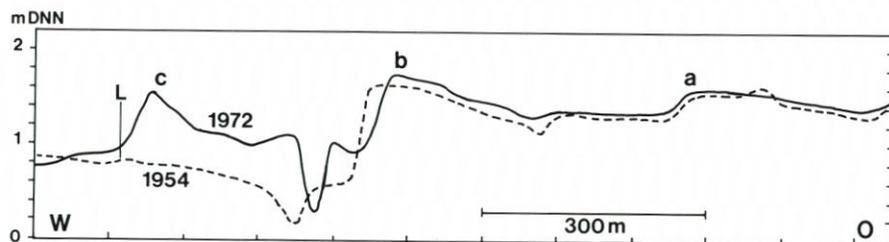


Abb. 29: Querprofil des Vorlandes ca. ½ km südlich vom Höjer Kanal 1954 und 1972. a, b, c: Marschklinten, vgl. Abb. 28. L: Lahnung

3.3 Landgewinnung und Deichbau in der Periode 1972–1982

3.3.1 Sturmfluten und Küstensicherung

1976 traten im dänischen Wattenmeer zwei ernste Sturmfluten ein. Die erste und größere trat am 3. Januar ein mit einem maximalen Wasserstand von 4,92 m DNN, gemessen beim Höjer Siel. Bei einem Wellenauflauf von 1–2 m wird ein Deich mit einer Kronenkote wie der des Höjer Deiches von 6,4 m den dahinter liegenden Marschgebieten keinen ausreichenden Schutz bieten können. Nach der Sturmflut am 3. Januar war die Krone des Höjer Deiches mit Meerestreibsel bedeckt, und eine Überflutung konnte nur mit Mühe und Not vermieden werden. Seit der Sturmflut 1962, bei der der Wasserstand beim Höjer Siel 4,36 m betrug, erkannte man, daß die Deichsicherung nicht mehr ausreichte. 1964 setzte das Verkehrsministerium einen Sturmflutausschuß ein, der die Aufgabe erhielt, einerseits das erwünschte Sicherheitsniveau festzulegen, andererseits Weisungen darüber zu erteilen, wie sich dieses Sicherheitsniveau erreichen läßt. In einem Gutachten des Sturmflutausschusses von 1975 wurde ein Sicherheitsniveau entsprechend einem durchschnittlichen Zeitabstand von 200 Jahren empfohlen, d. h., daß statistisch nur einmal alle 200 Jahre ein so hoher Wasserstand eintritt, daß dringende Gefahr eines Deichbruchs besteht.

Das gewünschte Sicherheitsniveau ließ sich entweder durch Erhöhung und Verstärkung des vorhandenen Seedeiches oder durch den Bau eines neuen Vordeiches erreichen. Im Ausschuß war man sich nicht darüber einig, welche Lösung vorzuziehen sei. Die örtlichen Vertreter im Ausschuß setzten sich für die letztere Lösung ein. Zugunsten dieser wurden die auf beiden Seiten der Grenze ausgeführten Landgewinnungsarbeiten vorgebracht, deren Endziel ein Vordeich war. Außerdem wies man darauf hin, daß ein Vordeich zusammen mit dem alten Seedeich optimale Sicherheit leisten werde, da sich hierdurch eine zweifache Deichsicherung der Vidau-Marsch erzielen lasse. Schließlich wurde angeführt, daß es möglich wäre, zwischen den beiden Deichen ein Speicherbecken für die Vidau herzustellen.

Die Sturmflut am 3. Januar 1976 erforderte eine schnelle Beschlußfassung über die künftige Deichsicherung. Am 5. Januar besichtigte der dänische Ministerpräsident die von der Sturmflut betroffenen Deiche entlang der nordschleswigschen Küste. Nach einleitenden Besprechungen mit der Bundesrepublik wurde eine Gesetzesvorlage über den Bau eines Vordeiches eingebracht, und im Sommer 1977 wurde das Gesetz vom dänischen Parlament verabschiedet. Der Deichbau sollte im Frühjahr 1979 auf dänischer Seite und im Frühjahr 1981 auf deutscher Seite in Angriff genommen werden. Das gesamte Projekt sollte gemäß dem Plan im Herbst 1981 abgeschlossen sein.

Eine natürliche Folge der Verabschiedung des Gesetzes über den Deich war die Unterbrechung der Landgewinnungsarbeiten. Diese hatten in den letzten Jahren nur in Instandhaltung von Faschinen und Grüppeln der vorhandenen Schlickfelder bestanden. Aufgrund der plötzlichen Einstellung der Landgewinnungsarbeit wurde keine abschließende Vermessung des gesamten Gebietes entsprechend den Vermessungen 1954 und 1972 vorgenommen. Eine 1978 ausgeführte Vegetationskartierung liegt jedoch vor, aus der sich u. a. die Ausdehnung des Andelgrasvorlandes ergibt. Das Areal des Andelgrasvorlandes betrug 1978 750 ha, von denen 460 ha vor 1954 (Abb. 30) gebildet waren. Das gesamte Ergebnis der Landgewinnung

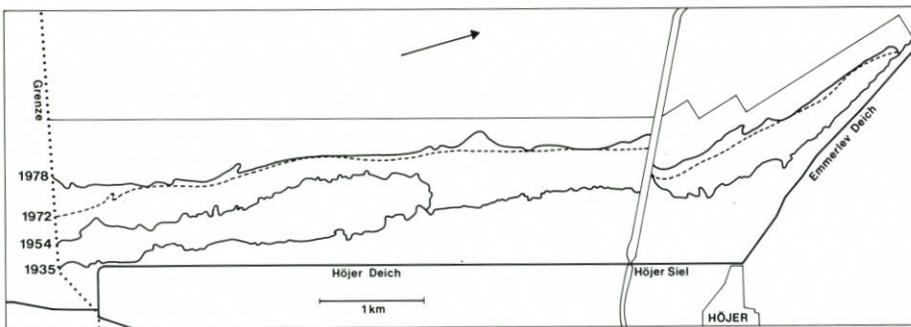


Abb. 30: Das Andelvorland bei Höjer in den Jahren 1935, 1954, 1972 und 1978

während einer 20jährigen Periode war somit die Bildung von 290 ha Vorland. Es ist aber bemerkenswert, daß innerhalb der letzten sechs Jahre von 1972 bis 1978 von den 290 ha nicht weniger als 50 ha vom Andelgras kolonisiert wurden, was bedeutet, daß 1972 erhebliche Wattenflächen ein Stadium erreicht hatten, wo sie anwachsungsfähig waren. 1978 fanden sich innerhalb des Landgewinnungsfeldes noch 300 ha Watt, die teilweise mit Queller und Spartina bestanden waren.

Außer der gesamten Vegetationskartierung liegen von 1979 Profilvermessungen der Landgewinnungsfelder entlang einzelner 1954 und 1972 verwendeter Nivellementlinien vor. U. a. wurde vor dem breitesten Teil des 1954-Vorlandes ein Profil vermessen (Abb. 31).

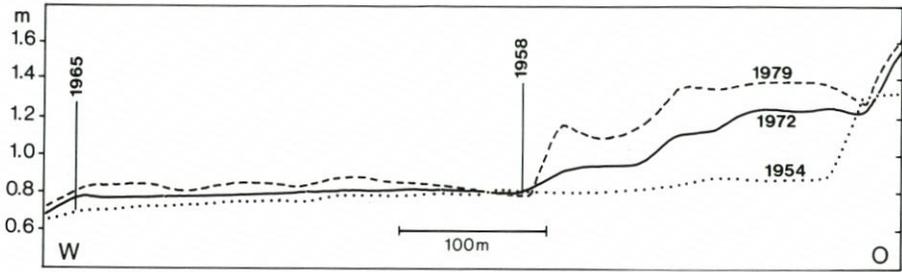


Abb. 31: Die Sedimentation im Landgewinnungsgebiet ca. 2,5 km südlich vom Höjer Kanal

Dieses Profil zeigt, daß im inneren Schlickfeld von 1958 eine wesentliche Auflagerung erfolgt ist. Die durchschnittliche Sedimentation während der Periode 1972–1979 beträgt hier 16 cm entsprechend 2 cm/Jahr. Im äußeren Schlickfeld von 1965 beträgt die durchschnittliche Sedimentation dagegen nur 5 cm während derselben Periode. Der große Unterschied der Sedimentation in den beiden Schlickfeldern ist, wie früher angeführt, auf den Unterschied der Vegetation zurückzuführen. Das ältere Schlickfeld enthält ein neugebildetes Andelgrasvorland, während sich noch 1972 im jüngeren Schlickfeld nur ein unter dem Zuwanderungsniveau für Andelgras gelegenes Watt findet. 1979 ist das Andelgrasvorland bis auf eine Höhe von 1,4 m DNN angewachsen, während das Watt im äußeren Schlickfeld jetzt gerade das Niveau erreicht hat, das Zuwanderung von Andelgras erlaubt. Wäre die Landbildung durch den Bau des Vordeiches nicht unterbrochen, hätte man hier eine weitere Sedimentation bis auf ca. 2 m DNN auf dem Andelgrasvorland und eine Zuwanderung von Andelgras auf dem Watt mit danach folgender stark erhöhter Sedimentation erwarten können.

3.3.2 Der Vordeich

Nach der Genehmigung der Errichtung des Vordeiches durch das dänische Parlament wurde 1978 mit der Bundesrepublik eine Vereinbarung über die praktische Durchführung des Projektes getroffen, das 1979 angefangen wurde. Der Vordeich hat eine Länge von knapp 13 km, von denen der dänische Teil 8,6 km ausmacht. Der Deich verläuft vom Emmerlev Klev nördlich von Höjer zum Hindenburgdamm, wo er mit einem 1953/54 bei der Herstellung vom Lübke-Koog (Abb. 32) gebauten Vordeich verbunden wird. In dem dänischen Raum hat der Deich eine Linienführung entlang der westlichen Abgrenzung des Landgewinnungsfeldes. Damit entspricht sie im wesentlichen dem ursprünglichen Landgewinnungsplan.

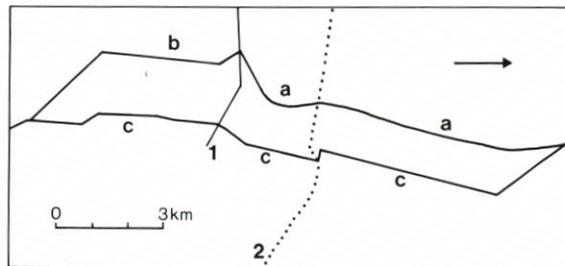


Abb. 32: Vordeiche auf beiden Seiten der deutsch-dänischen Grenze. a: Vordeich 1979/81. b: Vordeich 1953/54. c: Der alte Seedeich. 1: Hindenburgdamm. 2: Grenze

Der neue Deich hat eine Höhe von 7,45 m über dänischem Normalnull, was ca. 6,5 m über dem üblichen Hochwasserstand und 0,5–1 m über dem Niveau entspricht, das die Wellen bei den jüngsten Sturmfluten erreichten. Die Breite des Deiches beträgt ca. 85 m, und die Vorder- und Hinterböschung des Deiches sind mit einer relativ kleinen Neigung, 1:10 bzw. 1:3, ausgeführt. Die breite, schwach neigende Vorderböschung drosselt den Wellenauflauf, während die Neigung der Hinterböschung für ausreichend klein gehalten wird, um im Falle einer Überflutung des Deiches ein Erdrutschen zu vermeiden. Ein Vergleich mit dem Höjer Deich (Abb. 33) zeigt, daß dieser ca. 1 m niedriger und ca. 30 m schmaler als der neue Deich ist und eine größere Neigung der Vorder- und Hinterböschung hat.

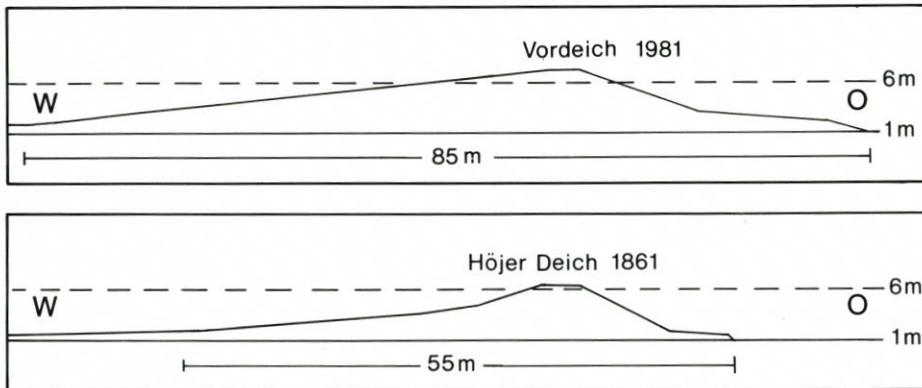


Abb. 33: Querschnitt des neuen und des alten Deiches

Der Vordeich ist im Gegensatz zu den älteren Deichen, die ganz überwiegend auf vorhandenen Vorländern errichtet sind, direkt auf dem Watt angelegt. Der größte Teil des Materials für den neuen Deich wurde vom Watt geholt, wo ein Saugbagger Füllsand aus einem großen Wattgraben einspülte, der parallel zum Deich ca. 800 m westlich von diesem verläuft. Der eingespülte Sand wurde der Kern des Deiches, während die Oberfläche von einer Kleischicht, die eine Stärke von 1 m auf der Vorderböschung und 0,5 m auf der Hinterböschung besitzt, geschützt wird. Der größte Teil des Kleis wurde in einem 35 ha großen Gebiet im neuen Koog unmittelbar südlich vom Höjer Kanal ausgegraben; das Gebiet bildet heute einen See. Der Arbeitsvorgang der Errichtung des Deiches ergibt sich aus Abb. 34.

Ein neues Vidausiel ist dort angelegt, wo der Höjer Kanal den Vordeich schneidet (Abb. 35). Das neue Siel hat eine Breite von 20 m und eine Länge von 60 m. Das Siel ist in drei Kammern mit selbsttätigen Sieltoren aufgeteilt, die während der Hochwasserperioden das Siel schließen. Außerdem gibt es drei Sturmschotten, die bei Sturmflut verwendet werden. Das Siel ist für eine maximale Ausströmung von $250 \text{ m}^3/\text{Sekunde}$ vorgesehen. Das Siel wurde 1980 in Betrieb genommen, und die Errichtung des Deiches wurde wie geplant 1981 abgeschlossen.

Der neue Deich bewährte sich schon am 24. November 1981 das erstmal, wo eine Sturmflut mit einem Höchstwasserstand beim Vidausiel von 4,98 m DNN eintrat, also 6 cm höher als bei der Sturmflut am 3. Januar 1976 (Abb. 36). Obwohl der Grasbestand des Deiches noch nicht die optimale Dichte besaß, hatten die Beschädigungen des Deiches keinen ernsten Charakter.

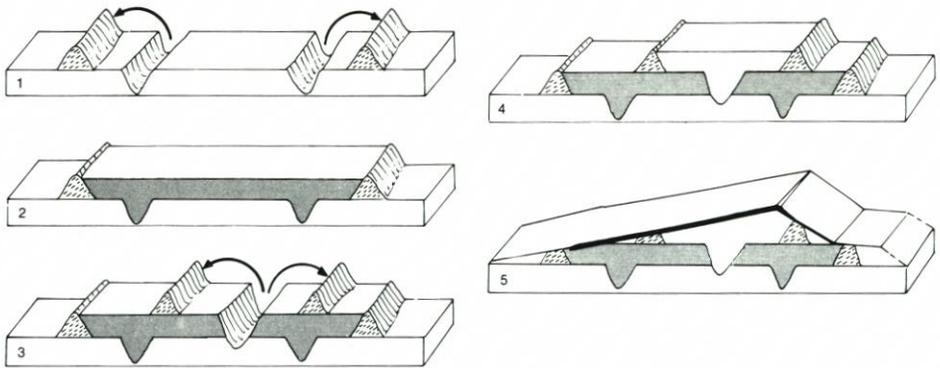


Abb. 34: Arbeitsvorgang der Errichtung des Vordeiches.

1: Auf dem Watt werden zwei Sandwälle aufgebaut. 2: Zwischen den Wällen wird Sand eingepumpt. 3: Zwei neue Wälle werden vom eingepumpten Sand aufgebaut. 4: Sand wird zwischen den beiden neuen Wällen eingepumpt. 5: Der Sand wird profiliert und mit einer Kleischicht gedeckt

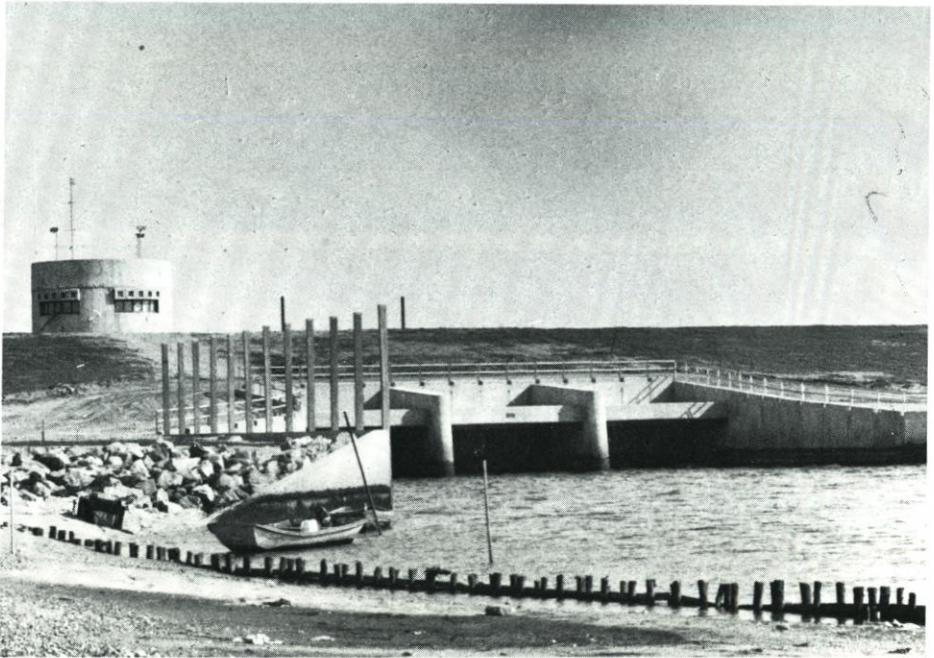


Abb. 35: Die Außenseite des neuen Vidausiels

4. Margrethe-Koog

Im Mai 1982 erfolgte die offizielle Einweihung des Vordeiches und des neuen dänischen Kooges: des Margrethe-Koogs (Abb. 37). Der Margrethe-Koog hat ein Areal von 1000 ha und unterscheidet sich sehr von den älteren Kögen in bezug auf die Nutzung. Der größte Unterschied besteht darin, daß ca. 350 ha im westlichen Teil des Kooges südlich vom Höjer Kanal als Speicherbecken der Vidau angelegt wurden. Das Speicherbecken wird vom übrigen

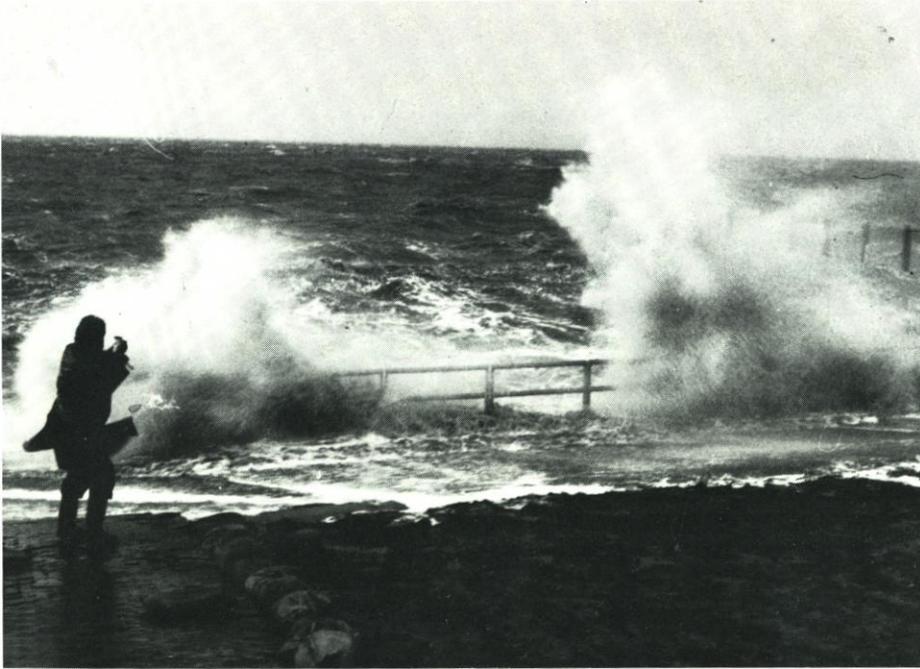


Abb. 36: Sturmflut am Vidausiel 24. November 1981

Teil des Kooges durch zwei Straßendämme in einer Höhe von 3 m über DNN und durch einen niedrigen Speicherbeckendeich in einer Höhe von 2,15 m über DNN abgegrenzt. Die beiden Straßendämme wurden zur Sicherung des Zugangs zum neuen Deich angelegt. Der nördliche Damm, der Kanaldamm, dient als öffentliche Straße zum neuen Siel, während der südliche Damm, der Grenzdamm, den Margrethe-Koog von dem entsprechenden deutschen Koog, Rickelsbüller Koog, abtrennt. Das Speicherbecken soll das Wasser der Vidau in Sturmsituationen aufnehmen können. Wenn das Siel längere Zeit hindurch geschlossen ist, erfolgt ein Aufstauen von Wasser in der Au. Da die Vidau eine sehr wasserreiche Au ist, die ein Landgebiet von 1400 km² entwässert, von denen ca. 300 km² in Deutschland liegen, war das Aufstauen früher ein ernstes Problem, das mehrmals einen Bruch der Audeiche und damit eine Überflutung von Flächen in den älteren Kögen verursachte.

1947 wurden somit ca. 100 ha der Stadt Tondern und Umgebung unter 3 m DNN überflutet, und 1963 bewirkte ein Audeichbruch die Überflutung des südlichen Teils vom Rudböl-Koog (Abb. 38). 1968 wurde ein Ausschuß eingesetzt, der die Aufgabe erhielt, dieses Binnenwasserproblem zu lösen. 1972 legte der Ausschuß ein Gutachten vor, in dem man als eine mögliche Lösung gerade auf die Anlage eines Speicherbeckens innerhalb eines neuen Seedeiches hinwies.

1983 beschloß das dänische Parlament die Herstellung eines Salzwassersees im südlichen Teil des Speicherbeckens. Zweck der Anlage war die Sicherung der Lebensbedingungen mehrerer Vogelgattungen, die bei der Bedeichung den durch Salzwasser gekennzeichneten Biotop verloren hatten, den das Vorland und das Landgewinnungsfeld ausmachten. Der Salzwassersee hat eine Länge von ca. 4 km und eine Breite von 300–800 m. Das Gebiet umfaßt ein Areal von ca. 260 ha, von denen der See den größten Teil ausmacht, während der Rest feuchte Strandwiesen sind. Der Salzwassersee ist ganz seicht mit einer Wassertiefe von

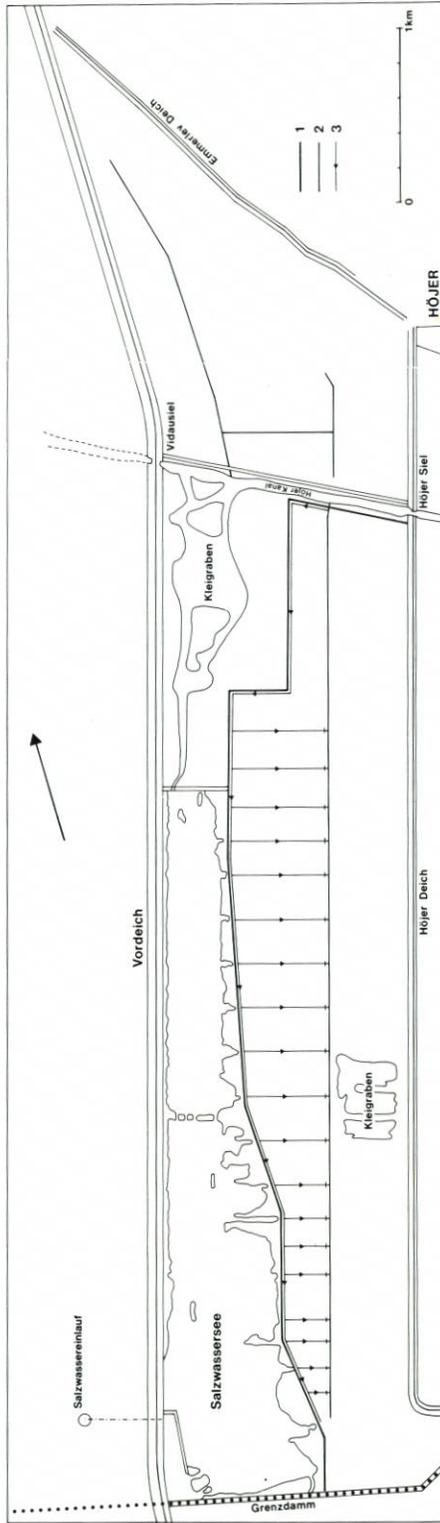


Abb. 37: Margrethe-Koog mit Speicherbecken und Salzwassersee. 1: Speicherbeckendeich. 2: Entwässerungskanal. 3: Bewässerungskanal



Abb. 38: Überflutung wegen Audeichbruchs 1963 im südlichen Teil von Rudbölkoog (Foto: B. VALEUR)

10–25 cm an den meisten Stellen, d. h. Wassertiefen, die von den meisten Watvögeln vorgezogen werden. Im See sind außerdem niedrige Inseln hergestellt worden, die den Vögeln als Brut- und Rastplätze dienen. Das Salzwasser für den See wird von einem Einlaufbauwerk eingepumpt, das ca. 350 m westlich des Vordeiches auf dem Watt errichtet ist. Das Salzwasser fließt durch eine Rohrleitung unter dem Deich in ein Sedimentationsbecken, in dem sich aufgeschlammte Partikel niederschlagen, bevor das Wasser in den Salzwassersee hinausströmt. Die Wasseroberfläche im See variiert in der Höhe zwischen 0,8 und 0,9 m DNN, was besagt, daß das von Wasser bedeckte Areal zwischen 150 ha und 220 ha variiert. Änderung des Wasserstandes erfolgt mittels Staubalken in einem Auslaufbauwerk, das im mittleren Teil einer armierten Schwelle untergebracht ist, die den Salzwassersee vom restlichen Teil des Speicherbeckens abgrenzt. Vom Auslaufbauwerk wird das Wasser an das Vidausiel durch die Kleigräben auf der Ostseite des Vordeiches weitergeleitet. Die Höhe der armierten Schwelle beträgt 1,0 m DNN; die Schwelle kann somit von Süßwasser von der Vidau überschwemmt werden, wenn dies in Sturmsituationen erforderlich ist. Der Salzwassersee ist in dieser Weise stets ein Teil des Speicherbeckens der Vidau.

Der Teil vom Margrethe-Koog, der nicht Bestandteil des Speicherbeckens ist, wird landwirtschaftlich genutzt. Ein 245 ha großes Areal am alten Höjer Deich ist Privateigentum, während das Gebiet zwischen diesem Areal und dem Speicherbecken sowie das gesamte Feld nördlich des Kanaldammes, insgesamt 410 ha, dem Staat gehören. Das gesamte Gebiet wird durch im Jahre 1982 angelegte Pumpenkanäle in den Höjer Kanal entwässert. In dem staatlichen Areal südlich des Kanals findet sich außer dem Entwässerungssystem auch ein Bewässerungssystem, indem Wasser vom Höjer Kanal in den Speicherbecken-Deichgraben gepumpt wird. Von dort wird das Wasser durch westöstlich verlaufende Gräben, die bei der

Mündung in den Entwässerungskanal mit Stauvorrichtungen versehen sind, in das Gebiet hineingeleitet.

Eine 1985 erlassene Naturschutzanordnung differenziert die landwirtschaftliche Nutzung. Die Areale nördlich vom Höjer Kanal dürfen für gewöhnliche Landwirtschaft, darunter Anbau von Getreide, benutzt werden, während die Areale südlich des Kanals als feuchtes Weideland aufrechtzuerhalten sind und nur für Weiden und Heumahd verwendet werden dürfen. An keiner Stelle im Margrethe-Koog dürfen Büsche oder Bäume angepflanzt werden, und Bebauung ist nicht zugelassen.

5. Vorland und Watt vor dem dänischen Teil des Vordeiches

5.1 Vermessungen

In den Jahren 1981–1984 wurde mit Unterstützung vom naturwissenschaftlichen Forschungsbeirat des dänischen Staates eine Vermessung des Höjer Watts durchgeführt. Diese Vermessung stellt einen Teil einer langfristigen Untersuchung der morphologischen und sedimentologischen Entwicklung des Höjer Watts nach dem Bau des Vordeiches dar.

Die Untersuchung wurde in den folgenden Jahren durch Detailvermessungen und erneute Vermessungen von Teilen des Gebietes fortgeführt. Alle Vermessungen basieren auf dem

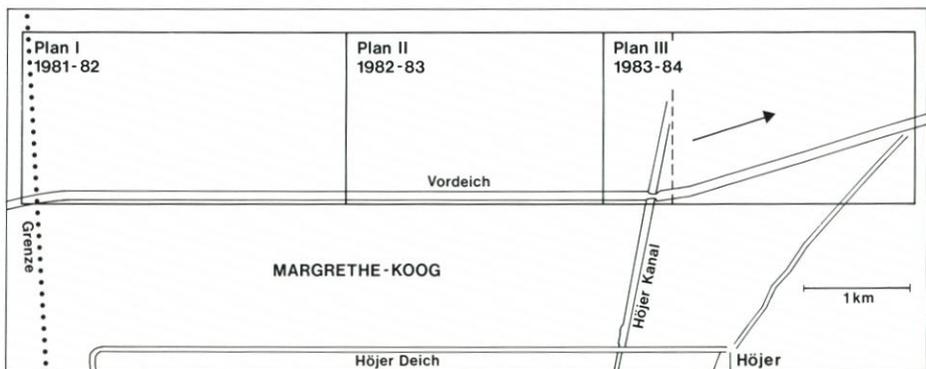


Abb. 39: Übersicht über die Vermessungspläne Abb. 40–42

1953/54 hergestellten Vermessungsnetz des Höjer Watts, das später als Grundlage der Vermessungen 1966, 1972 und 1979 verwendet wurde. Gebiete über der Niedrigwasserlinie sind durch Nivellement vermessen, während in dem durch den Deichbau entstandenen Spülgraben gepült wurde, jedoch nur entlang den neun Linien des Vermessungsnetzes. Die Vermessungsergebnisse 1981–1984 liegen in Form von drei Plänen (Abb. 39) vor. Sie geben gemeinsam einen 1500 m breiten Gürtel außerhalb des Vordeiches von der dänisch-deutschen Grenze bis zum Emmerlev Klev nördlich von Höjer wieder (Abb. 40–42). Der Höhenunterschied zwischen den Kurven beträgt im allgemeinen 10 cm; im Gebiet am Deich und am Rande des Spülgrabens und des Höjer Kanals sind jedoch mehrere Kurven weggelassen. Zur Erleichterung des Überblicks sind alle volle und halbe Meter vertretene Höhenkurven mit einer größeren Strichdicke wiedergegeben.

Die drei Vermessungspläne über das Höjer Watt geben eine variierte Landschaft mit mehreren charakteristischen Landschaftsformen wieder. Über der Mittelhochwasserlinie fin-

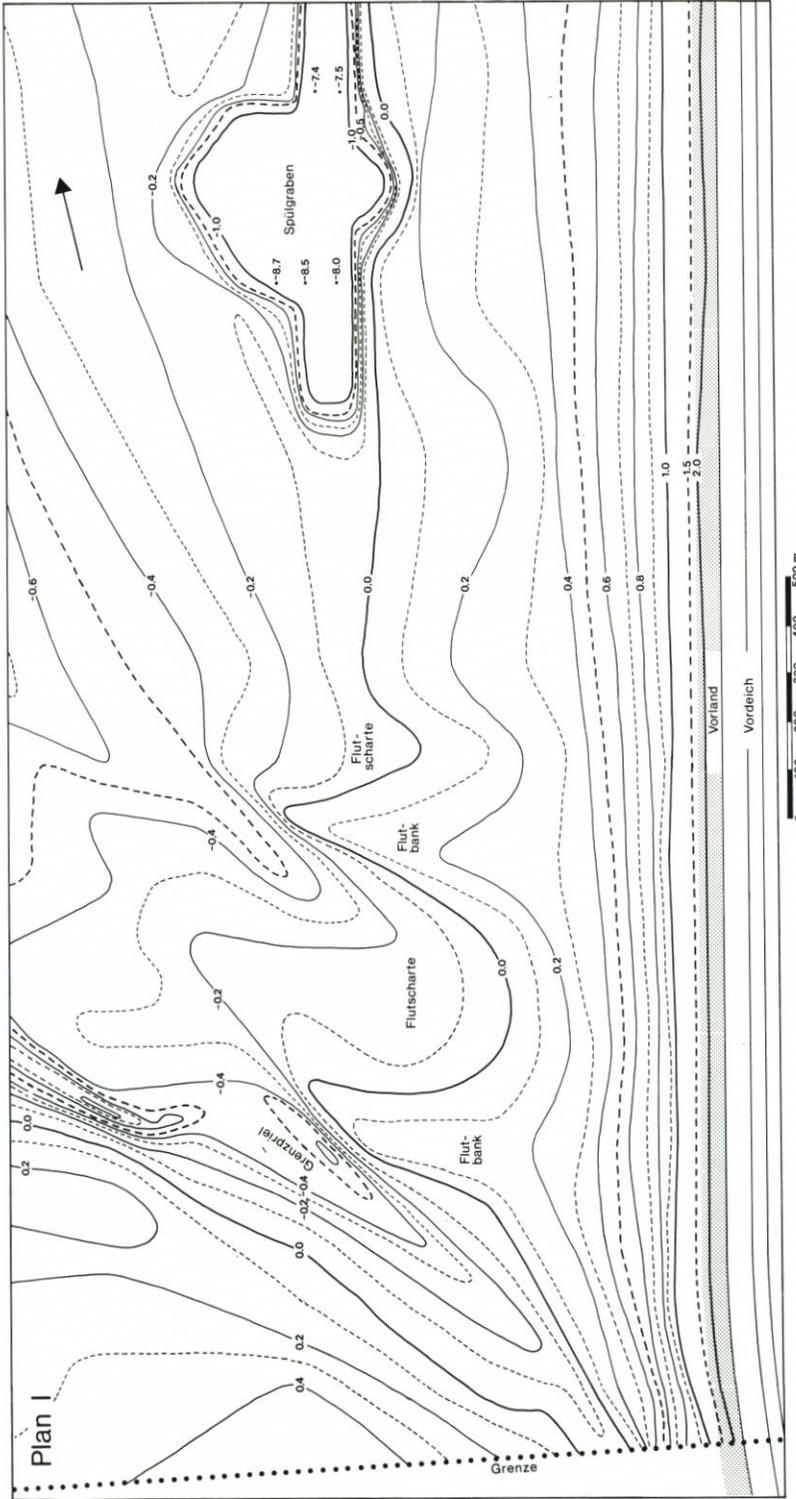


Abb. 40: Warthöhenkarte 1981/82 nördlich der deutsch-dänischen Grenze

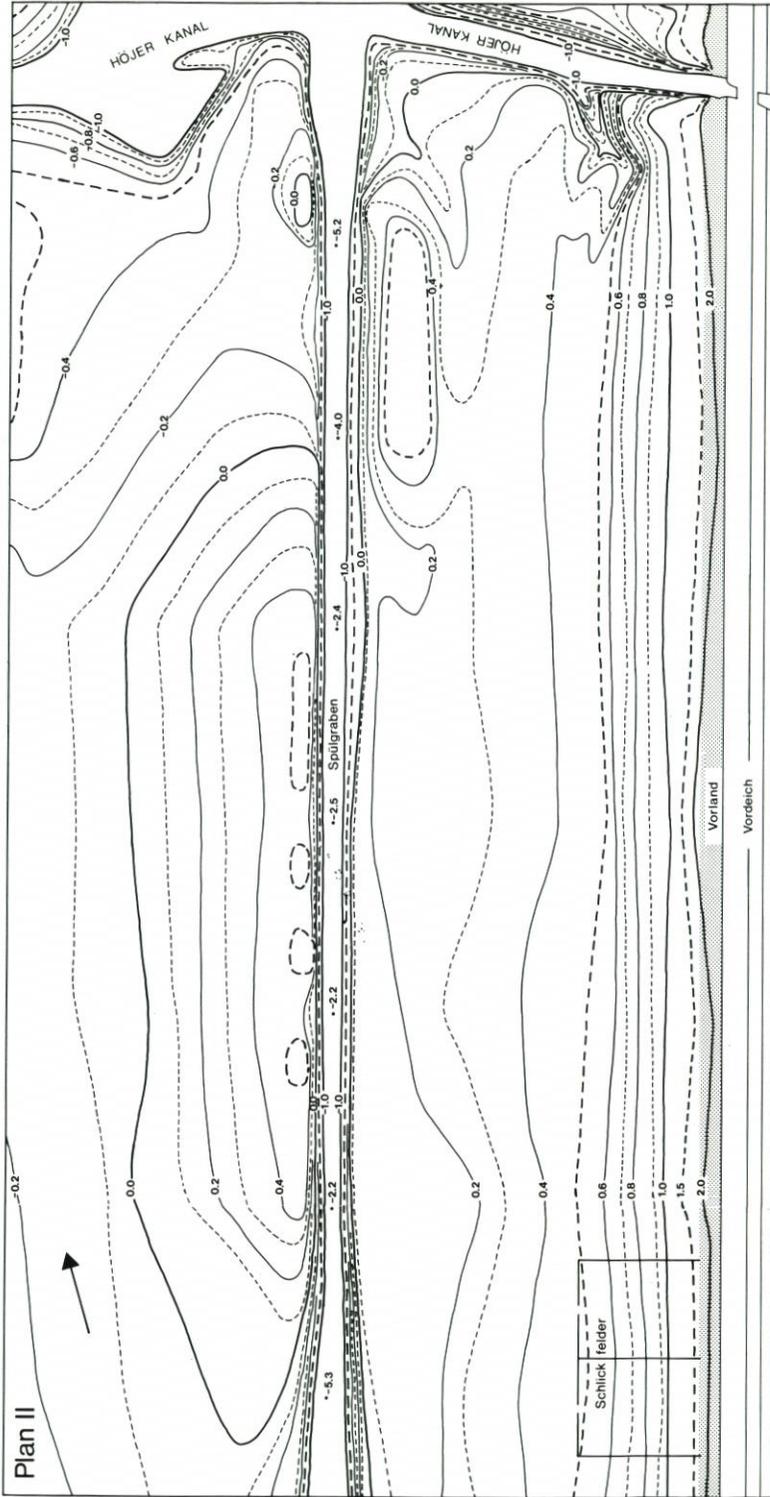


Abb. 41: Wathöhnenkarte 1982/83 südlich vom Höjer Kanal

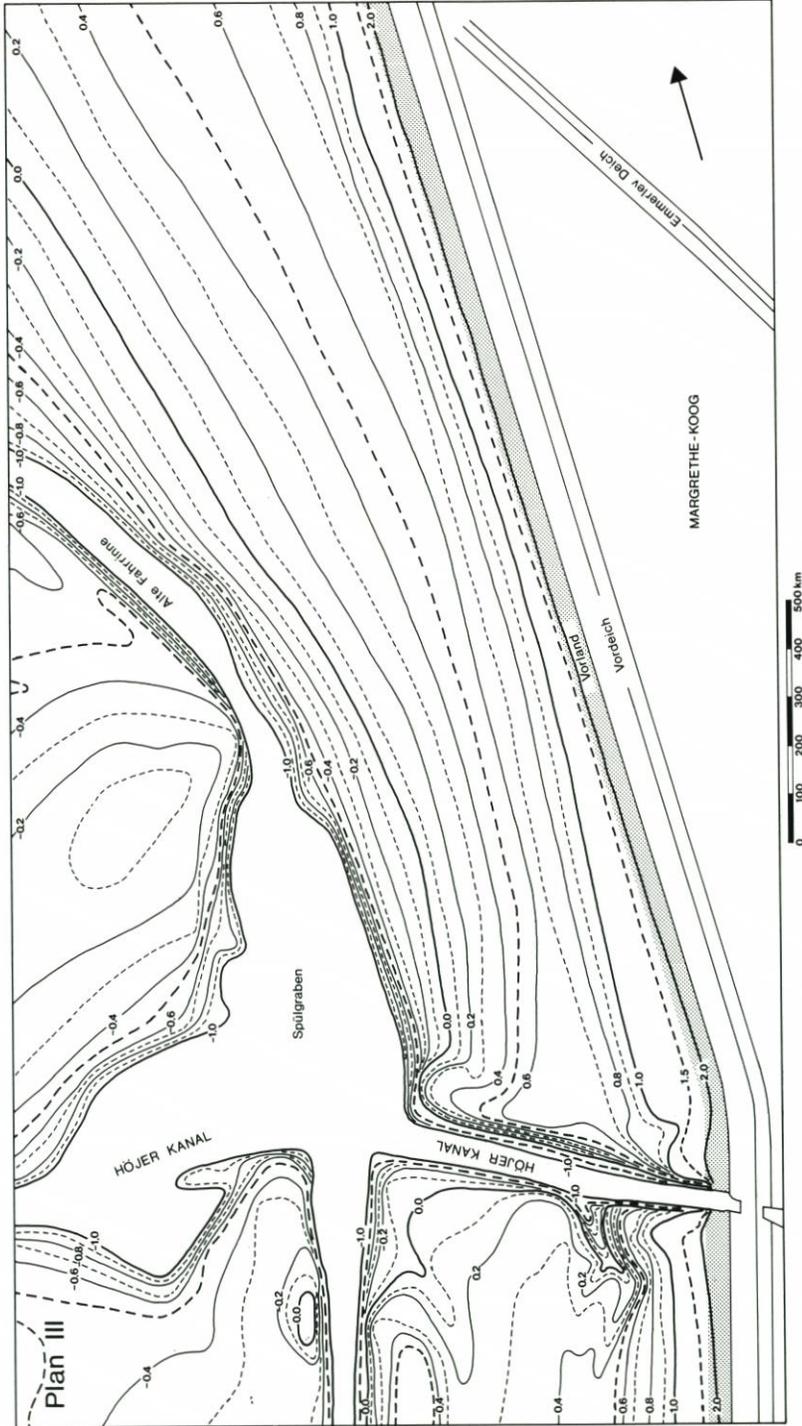


Abb. 42: Wathöhencarte 1983/84 nördlich vom Højer Kanal

det sich ein eingespültes Vorland. Unter der Mittelhochwasserlinie ist das Watt in Hochwatt und Niedrigwatt aufgeteilt, die über bzw. unter 0,6 m DNN liegen. Innerhalb des Niedrigwattgebietes finden sich Wattpriele sowie Flutscharten und Flutbänke. Unter der Mittelniedrigwasserlinie finden sich außer dem Höjer Kanal eine alte Fahrrinne und ein 4,5 km langer Spülgraben.

5.2 Landschaftsformen

5.2.1 Das eingespülte Vorland

In einem im Mai 1980 durch u. a. die technische Verwaltung des Kreistags von Nord-schleswig und durch die Küsteninspektion erstatteten Bericht wird folgendes mitgeteilt: „Zum Schutz des Deiches hat man die Herstellung eines 150 m breiten Vorlandes, das aus eingespültem Sand besteht, gewählt. Die über Kote + 0,80 m DNN gelegenen Areale von Vorland und Deich sind mit Gras zu besäen.“

Das Einspülen von Sand zur Herstellung des neuen Vorlandes erfolgte 1980 gleichzeitig mit dem Sandeinspülen für den eigentlichen Deich, während das Besäen mit Gras im Sommer 1981 durchgeführt wurde. Das Ergebnis des Sandeinspülens und Besäens entsprach nicht dem Plan. Statt eines 150 m breiten grasbestandenen Vorlands war ein 100–150 m breites Gebiet über MThw geschaffen, und nur die inneren 50 m davon waren mit Gras besät. Dieses sogenannte Vorland wurde durch die Sturmflut im November 1981 teilweise zerstört, wonach 1982 eine Wiederherstellung und erneutes Besäen erfolgten. Die Breite des grasbestandenen Gebiets betrug immer noch nur 50 m, entsprechend einem Vorlandareal von 42 ha.

Im Sommer 1982 wurden im Gebiet zwischen dem Höjer Kanal und der deutsch-dänischen Grenze 15 Profile rechtwinklig zum Deich vermessen. Die Profillinien durchschneiden das eingespülte Gebiet und den höchsten Teil des Watts. Aus den Messungen ergab sich, daß die Höhe des grasbestandenen Areals von knapp 2,5 m DNN am Fuß des Deiches bis zu durchschnittlich 1,7 m DNN variierte und daß der durchschnittliche Abstand vom Fuß des Deiches bis zur Mittelhochwasserlinie 125 m betrug. Im folgenden Winter erfolgte an vielen Stellen ein Abbau des besäeten Areals. Dieser wurde durch erneute Vermessung der 15 Profile im Frühjahr 1983 registriert. Abb. 43 zeigt eines dieser Profile, wo die Vorlandbreite um 16 m reduziert ist.

Aufgrund sämtlicher 15 Profile ist eine Untersuchung des Zusammenhangs zwischen Niveau 1982 und Erosion/Akkumulation 1982/83 (Abb. 44) vorgenommen. Die größte durchschnittliche Erosion (15 cm) findet sich im Niveau 1,6 m DNN. Bei fallendem Niveau

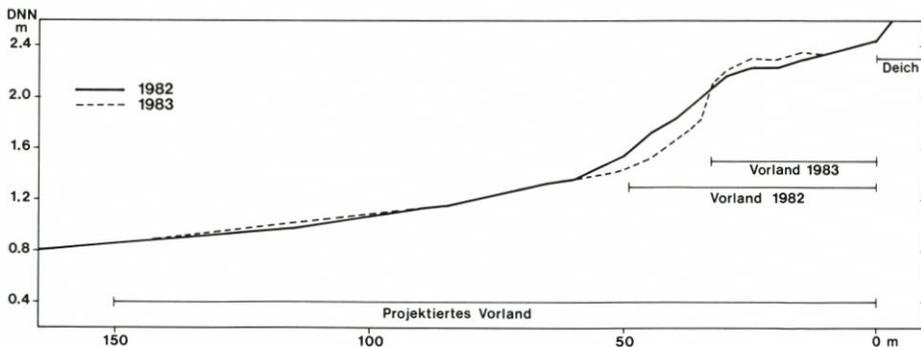


Abb. 43: Beispiel der Vorlandabtragung 1982/83

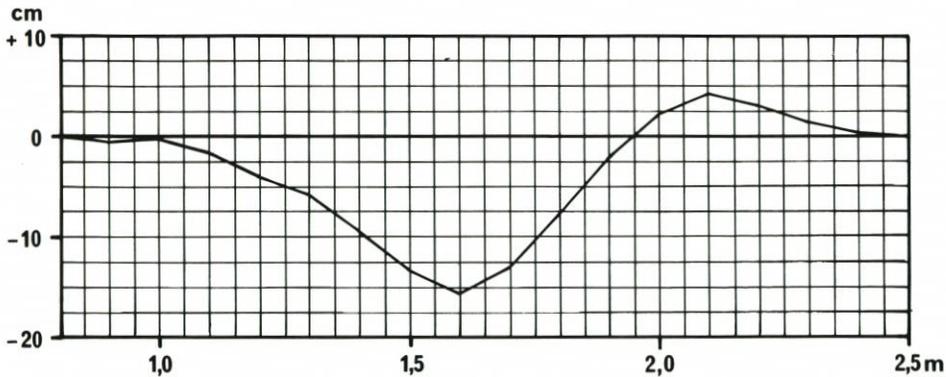


Abb. 44: Der Zusammenhang zwischen Vorlandniveau 1982 und Erosion-Akkumulation 1982/83

nimmt die Erosion auf einen unbedeutenden Wert von 1,0 m DNN ab. Bei steigendem Niveau nimmt die Erosion ebenfalls ab und wird durch Akkumulation um 2 m DNN ersetzt. Die größte durchschnittliche Akkumulation (4 cm) findet sich in 2,1 m DNN. Bei weiterhin steigendem Niveau fällt die Akkumulation auf Null. Die Kurve zeigt, daß die Erosion viel größer als die Akkumulation ist und ein zweifach so großes Höhenintervall kennzeichnet. Ferner ist ersichtlich, daß die maximale durchschnittliche Erosion in einem Gürtel gerade um die Grenze des Besäens von 1982 vorkommt.

Im Laufe des Herbstes und Winters 1983/84 setzte sich der Abbau des Vorlandes fort. Im Januar 1984 wurde eine Kartierung der vorläufigen Schäden vorgenommen, wobei die Breite des noch intakten Teils des eingespülten Vorlandes alle 15 Profillinien entlang gemessen wurde. Die Meßergebnisse vom Januar 1984 sind mit den entsprechenden Messungen vom April 1983 verglichen. Daraus ergibt sich, daß sich die Reduktion des besäten Areals fortsetzt, so daß die maximale und minimale Vorlandbreite im Januar 1984 den Meßlinien entlang 35 m bzw. 5 m gegen 48 m und 19 m im April 1983 betragen.

Nach dem jüngsten Abbau wurde das Vorland in einer Breite von nur 20 m wiederhergestellt. Das besäte Areal war dadurch auf 17 ha reduziert worden. Dieser schmale Vorlandsaum war ganz klar unzulänglich, und in den folgenden Jahren wurde tatkräftig eingegriffen zwecks langfristiger Herstellung eines Vorlandes, das mindestens dem im Deichprojekt vorgesehenen entsprach. Diese Maßnahmen sind in Kapitel 5.4. „Küstenschutzanlagen vor dem Vordeich“ näher beschrieben.

5.2.2 Hochwatten

Die Vermessung 1981–1984 zeigt Vorkommen eines Hochwattareals von 93 ha außerhalb des Vordeiches. Das Hochwatt hat eine Breite von etwa 100 m im größten Teil des Gebietes südlich vom Höjer Kanal; an der dänisch-deutschen Grenze und unmittelbar südlich des Kanals beträgt die Breite jedoch nur ca. 50 m. Im Gebiet nördlich vom Höjer Kanal besitzt das Hochwatt eine wesentlich größere Ausdehnung. Die schmalste Stelle hat hier eine Breite von mehr als 100 m. Von hier erhöht sich die Breite gegen Norden bis auf ca. 200 m und gegen Süden bis fast 300 m.

Das Hochwatt außerhalb des Vordeiches hat sich seit der Errichtung des Deiches gebildet. 1979 hatte das jetzige Hochwatt-Areal somit den Charakter eines Niedrigwatts, abgesehen von einem kleinen Gebiet am weitesten gegen Norden. Dort wurde der Deich über

ein älteres Hochwatt hineingeführt, um mit der alten Küstenlinie verbunden zu werden. Ein Beispiel für die Hochwattbildung ergibt sich aus Abb. 45, woraus ein Wattaufwuchs von 15–40 cm während der Periode 1979–1981 ersichtlich ist.

Der schnelle Aufwuchs des Hochwatts steht in Zusammenhang mit dem großen Sedimentgehalt des Wassers während des Sandeinspülens für den Deich. Nach Abschluß des

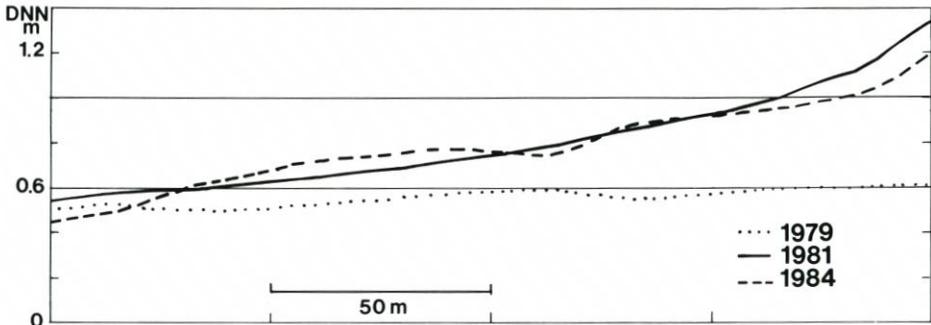


Abb. 45: Beispiel der Hochwatt-Entwicklung vor dem Vordeich

Sandeinspülens sind in den folgenden Jahren in der Ausdehnung des Hochwatts keine Änderungen erfolgt. Die Form hat sich aber von einer 1981 gleichmäßig neigenden Fläche in ein im Jahre 1984 durch Sandriffe gekennzeichnetes Watt geändert.

5.2.3 Wattpriele

Auf den Niedrigwatten außerhalb des Vordeiches findet sich eine große Anzahl von Wattpriele. Der größte von diesen ist der sogenannte Grenzpriell. Der Grenzpriell hat eine Länge von ca. 3 km, und die Hauptorientierung des Laufes entspricht SO/NW. Der obere Teil des Priells liegt südlich der Grenze, wo die Abströmung von Süßwasser aus dem Rickelsbüller Koog durch eine Pumpenanlage im deutschen Teil des Vordeiches in den Priell hingeführt wird. Ca. 400 m davon kreuzt der Priell die dänisch-deutsche Grenze in einer Entfernung von ca. 200 m zur Küste. Der Priell ist hier sehr seicht mit einer Bodenkote nahe des dänischen Normalnull. Über den folgenden Kilometer hinweg hat der Priell den Charakter einer breiten Niederung mit einer bescheidenen Tiefe, die langsam bis rund $-0,5$ m DNN zunimmt. In seinem weiteren Verlauf ist der Priell weit markanter. Der Priell beginnt jetzt zu mäandrieren, und der Lauf verengt und vertieft sich. Im kartierten Gebiet beträgt die maximale Tiefe $-0,9$ m DNN. Weiter gegen Nordwesten ist der Priell ca. einen halben Meter niedriger. Der Grenzpriell mündet in einen südlichen Zweig des Höjer Tiefs.

Nach dem Bau des Vordeiches hat der Grenzpriell wesentliche Veränderungen erfahren. Diese sind in einem 900 m breiten Gürtel westlich des Deiches registriert worden, da dieses Gebiet sowohl 1979 (Abb. 46) als auch 1981 (Abb. 40) vermessen wurde. Die Karte Abb. 46 umfaßt den Grenzpriell sowie eine nördlich davon liegende Flutscharte, die in Abschnitt 5.2.4 erwähnt wird. Auf der Karte ist entlang vier Linien parallel zum Deich Akkumulation bzw. Erosion größer als 5 cm während der Periode 1979–1981 angeführt. Daraus ergibt sich, daß im Laufe dieser beiden Jahre eine erhebliche Aufschlickung dieses Teils des Priells erfolgt ist. An den vier Linien variiert somit die Sedimentation im niedrigsten Teil des Priells von 22 cm am weitesten gegen Westen (Linie d) bis 36 cm zunächst der Küste (Linie a). Eine der Linien

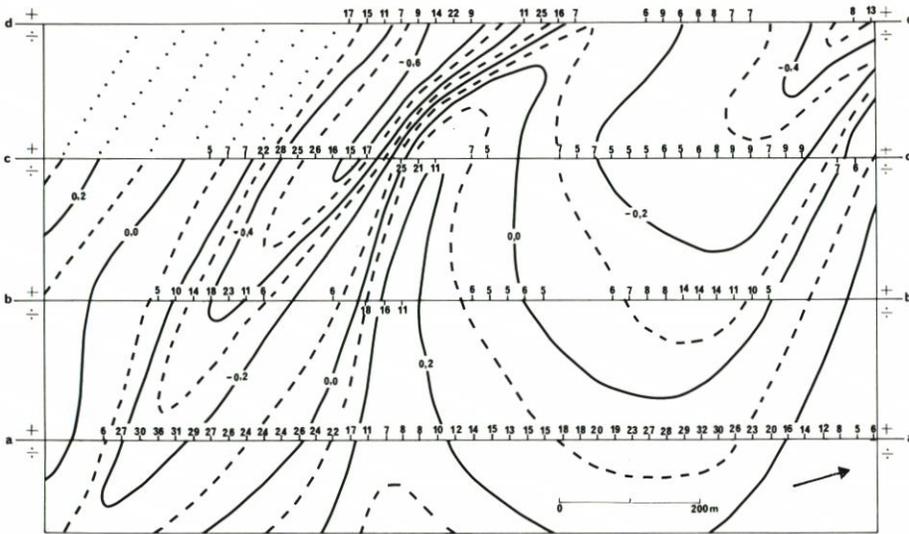


Abb. 46: Erosion und Akkumulation 1979–1981 im Grenzpriels-Flutschartenbereich

(Linie b) wurde außerdem 1972 vermessen. Deshalb ist es hier möglich, einen Vergleich mit den Sedimentationsverhältnissen während der Periode vor 1979 anzustellen. Die Bodenkote ist während einer siebenjährigen Periode 1972–1979 um 17 cm von -60 cm DNN bis auf -43 cm DNN angehoben und in den folgenden zwei Jahren um weitere 17 cm bis auf -26 cm DNN. Aus einer Untersuchung ergibt sich außerdem, daß die durchschnittliche jährliche Sedimentation im Querschnitt des Priels von 1972 bis 1979 nur die Hälfte von der der Jahre 1979 bis 1981 beträgt. Da die übrigen Linien (a, c und d) nicht vermessen wurden, ist ungewiß, ob in den Jahren 1972–1979 in diesen Teilen des Priels auch eine Sedimentation erfolgt ist. Eine allgemeine Sedimentation im gesamten Gebiet wird jedoch durch den Umstand glaubhaft gemacht, daß das Entwässerungsgebiet des Priels nach und nach aufgrund eines Anwachsens im Landgewinnungsfeld südlich der dänisch-deutschen Grenze reduziert worden ist. Die schnelle Aufschlickung nach 1979 ist größtenteils auf das Kupieren des Grenzpriels beim Bau des deutschen Teils des Vordeiches im Jahre 1981 zurückzuführen. Vor der Errichtung des Deiches erstreckte sich der Grenzpriels ca. 1 km in ein Wattgebiet hinein, das jetzt Bestandteil eines Süßwassersees im westlichen Teil des Rickelsbüller Kooges ist. Das in den Grenzpriels entwässerte Wattareal wurde beim Deichbau auf einmal um mehr als 1 km^2 reduziert, was eine Ermäßigung der Stromgeschwindigkeit im oberen Teil des Priels und damit eine erhöhte Sedimentation bewirkte.

Der Grenzpriels ist ein alter Lauf, der durch die Landgewinnung und den Deichbau sowohl in bezug auf Länge als auch auf Tiefe reduziert worden ist. Im Gegensatz dazu sind die übrigen Wattpriels des Gebietes junge Bildungen, die eine direkte Folge der Errichtung des Vordeiches sind. Der größte dieser Priels liegt auf der südlichen Seite vom Höjer Kanal ca. 300 m westlich des Vidausiels (Abb. 41). Der Priels hat eine Länge von ca. 400 m und eine maximale Tiefe von $-0,5$ m DNN. Der untere Teil des Wattpriels, der in Richtung SSO/NNW orientiert ist, verläuft in einer Niederung, die einen Rest einer gegrabenen Rinne darstellt, die 1979/80 während der Errichtung des Vidausiels den Höjer Kanal südlich am Baugraben vorbeiführte. Der obere Teil des Wattpriels besteht aus zwei Zweigen, die SW/NO verlaufen und die durch zurückgehende Erosion im Watt gebildet wurden. Hierdurch ist ein

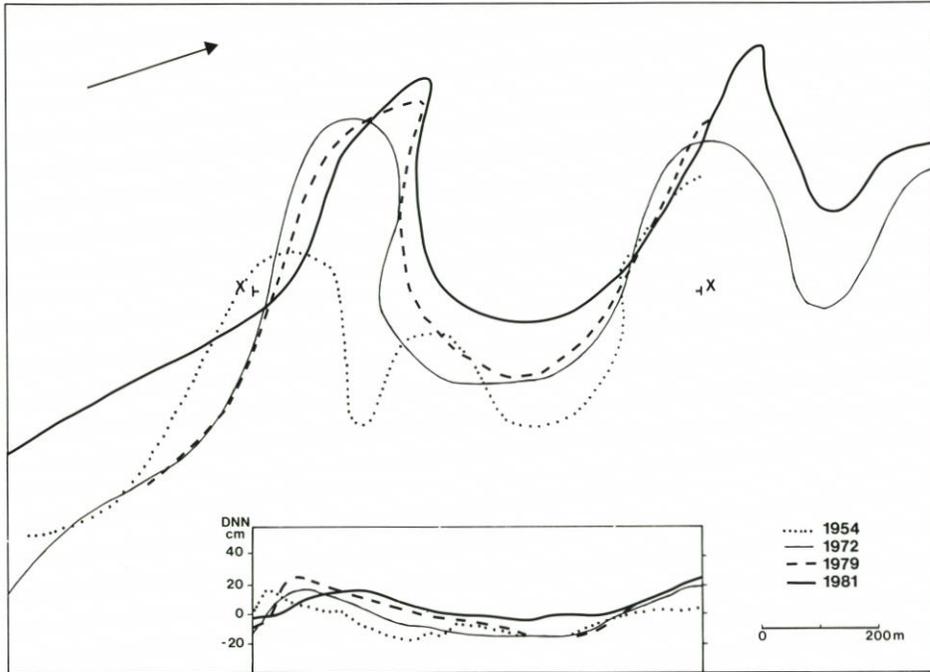


Abb. 48: Entwicklung des Flutschartenkomplex. Die Formänderung ist durch die 0-m-Höhenlinie gezeigt. Eingesetzt die Entwicklung der Flutbank und -scharte entlang der Linie x-x

Periode bis zu 1972 erfolgten tiefgreifende Änderungen der südlichen Flutscharte. Die oberen Teile der Flutscharte sind im Auffüllen begriffen. Gleichzeitig damit erfolgt eine Vereinfachung der Form; die Aufteilung in kleinere Scharten entfällt. Der südliche Zweig der Flutbank, der die Flutscharte vom Grenzriel abtrennt, ist gegen Westen mehr als 200 m gewachsen und gleichzeitig ca. 50 m gegen Norden gewandert. Während der Periode 1954–1972 wurden im Gebiet südöstlich der Flutscharte mehrere Eingriffe vorgenommen. Der größte Eingriff war der Bau des 8 m breiten und mehr als 1 km langen Grenzlahnungswegs in den Jahren 1963/64. Vor dem Bau des Grenzlahnungswegs erfolgte ein bedeutender Wasser- und Sedimenttransport über die Grenze hinweg. Der Grenzlahnungsweg hielt diesen an, wodurch sich die Sedimentation im Flutschartenkomplex erhöhte. In den Jahren 1972–1979 erfolgten keine künstlichen Eingriffe im Gebiet, das Auffüllen der Flutscharte setzte sich aber fort; die Form änderte sich jedoch nicht wesentlich. Der südliche Zweig der Flutbank wuchs weiter gegen Westen, womit ein Höhenwachstum von ca. 10 cm erfolgte. Während der folgenden Periode 1979–81 erfolgte die Errichtung des Vordeiches. Dieser große Eingriff ist für das Flutschartenauffüllen, das sich mit erhöhter Geschwindigkeit vollzogen hat, von wesentlicher Bedeutung gewesen; so ist die Null-Meter-Kurve der Flutscharte in diesen zwei Jahren weiter gegen Westen verschoben als während der vorhergehenden siebenjährigen Periode.

Aus der Karte Abb. 46 ergibt sich ein detailliertes Bild der Entwicklung der Flutscharte von 1979 bis 1981. Daraus ist ersichtlich, daß im gesamten untersuchten Teil der Flutscharte eine Sedimentation erfolgt ist. Auf der Linie d, c und b, die 900 bzw. 700 und 500 m westlich des Deiches liegen, erfolgte einerseits die Sedimentation am Boden der Flutscharte und andererseits auf der Innenseite der südlichen Flutbank. Der Abstand zwischen den beiden

Sedimentationsgebieten beträgt ca. 100 m. In beiden Gebieten hat sich in den zwei Jahren eine bemerkenswert große Sedimentation vollzogen. Im niedrigeren Teil der Flutscharte haben sich so zwischen 8 und 14 cm und auf der Innenseite der Bank bis zu 9 cm abgelagert. Auf der Außenseite der Flutbank gegen den Grenzprael ist dagegen eine kräftige Erosion von 10 bis 25 cm erfolgt. Die Erosion und die Sedimentation entlang den Seiten der Flutbank haben gemeinsam eine nördliche Verschiebung der Flutbank von 50–100 m gebracht und gleichzeitig ist sie 5–10 cm niedriger geworden.

Die Entwicklung im östlichsten Teil der Flutscharte ergibt sich aus der Linie a, die 300 m vom Deich liegt, was ca. 150 m von dem Gebiet entspricht, in das Sand eingespült wurde. Hier findet sich eine erhebliche Sedimentation im gesamten Flutschartenquerschnitt mit einem Durchschnitt von 20 cm und einem Höchstwert von 32 cm.

Die Sedimentation der Flutscharte von 1979 bis 1981 ist nur in einem gewissen Ausmaß dem natürlichen Auffüllen der Form zuzuschreiben, sie ist größtenteils auf drei Faktoren in Zusammenhang mit dem Bau des neuen Deiches zurückzuführen. Erstens veranlaßte der Deich die Bildung eines neuen Küstenprofils, was besonders die große Sedimentation im östlichsten Teil der Flutscharte erklären kann. Zweitens erfolgte eine Kupierung der Flutscharte, wodurch das einströmende Wasser vor dem Deich aufgestaut wird, statt über das Landgewinnungsfeld hinein weiterzuströmen; dies kann die Sedimentation der gesamten Flutscharte erhöht haben. Drittens bedeutete das Sandeinspülen für den Deich einen außerordentlich großen Sedimentgehalt im Wasser während der Periode 1979–1981.

5.2.5 Der Spülgraben

Das Sandeinspülen für den Vordeich hat dem Höjer Watt ein neues Landschaftselement zugeführt, und zwar den Spülgraben. Es gibt zwei große Spülgräben im Gebiet. Der eine liegt ca. 800 m westlich des Deiches parallel zu diesem. Er hat eine Länge von 3,9 km südlich vom Höjer Kanal und 0,6 km nördlich des Kanals. Der andere Spülgraben verläuft ungefähr rechtwinklig zum Deich in Verlängerung des Höjer Kanals. Er hat eine Länge von 2,5 km und liegt westlich des Gebiets, das in den Vermessungsplänen Abb. 40–42 abgebildet ist. Dieser Spülgraben hat die Form einer 80–100 m breiten Rinne, die Bestandteil einer neuen Fahrrinne zwischen dem Vidausiel und dem Höjer Tief ist, die eine alte Rinne gegen Nordwesten ersetzt.

Der nordsüdlich verlaufende Spülgraben hat ein Areal von 66 ha und besteht aus zwei mit einem 3,3 km langen Kanal verbundenen Becken. Das nördliche Becken ist bei weitem das größte mit einem Areal von 35 ha. Gemäß den von der Küsteninspektion vorgenommenen Peilungen betrug 1981 die maximale Tiefe des Beckens 10,9 m. Diese Tiefe fand sich ganz nahe dem Übergang zur alten Fahrrinne, wo die Bodenkote $-1,5$ m DNN betrug.

Das südliche Becken hat ein Areal von 13 ha, und die Höchsttiefe betrug 1981 11,3 m. 1982 führten die Verfasser Peilungen im Becken durch und fanden eine Höchsttiefe von 9 m. Gleichzeitig wurde ein Querschnitt des südlichen Teils des Beckens gemessen. Der Querschnitt zeigt einen fast ebenen Beckenboden und sehr steile Seiten. Die Bodenkoten variieren von $-8,0$ bis $-8,7$ m DNN. Ein Vergleich mit der durch die Küsteninspektion vorgenommenen Vermessung von 1981 zeigt, daß die Bodenkoten damals im gesamten Querschnitt niedriger waren. Der Unterschied ist im westlichen Teil am größten, in dem er 2 m übersteigt.

Der die beiden Becken verbindende Kanal ist eine schmale Rinne, von der der größte Teil eine Breite von 40–50 m hat. 1982 nahmen die Verfasser Peilungen einer Anzahl von Querschnitten des Kanals mit einem gegenseitigen Abstand von 400 m vor. Diese Peilungen wurden 1987 wiederholt (Abb. 49). 1982 kamen die größten Tiefen im nördlichen und

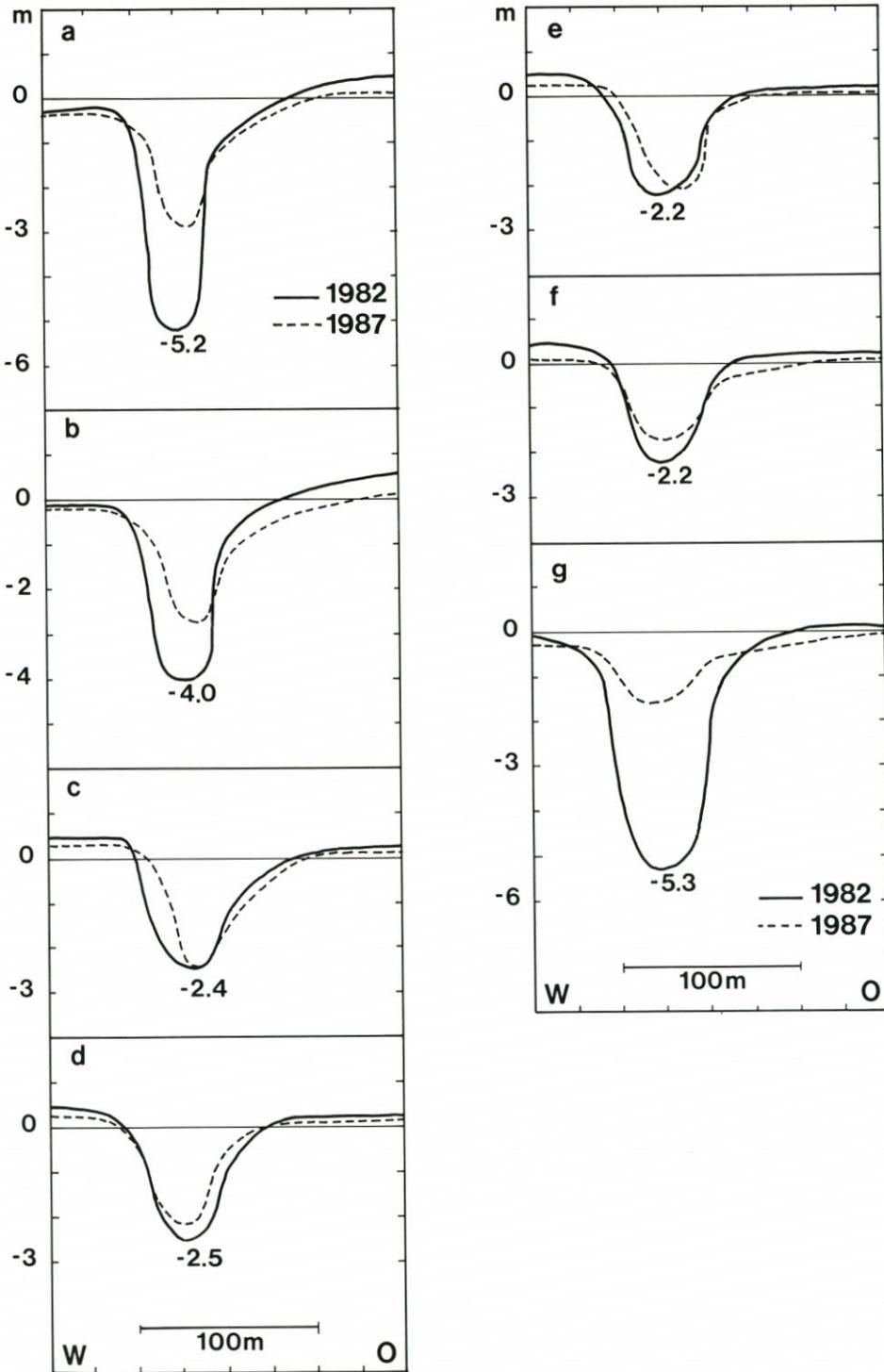


Abb. 49: Querprofile des Spülgrabens südlich vom Höjer Kanal 1982 und 1987. Die Lage der Linien ist durch die Bodenkoten Abb. 41 zu finden

südlichen Ende des Kanals vor. Auf den beiden nördlichen Peillinien betragen die Bodenkoten $-5,2$ und $-4,0$ m DNN und auf der südlichsten $-5,3$ m DNN. Die Tiefen entlang den dazwischen liegenden Peillinien, die eine Strecke von $1,5$ km darstellen, sind wesentlich kleiner mit einer Variation von $-2,2$ bis $-2,5$ m DNN. Die Vermessung der Küsteninspektion von 1981 zeigt Bodenkoten, die ca. $\frac{1}{2}$ m niedriger sind. Aus den Peilungen von 1987 ergibt sich, daß der Spülgraben im Auffüllen begriffen ist; die Sedimentation variiert aber sehr in den verschiedenen Teilen des Grabens. Auf den beiden nördlichen Linien ist die Bodenkote um $2,3$ bzw. $1,3$ m angehoben. Auf der südlich davon liegenden Linie ist die Bodenkote dagegen unverändert. Auf den folgenden Linien wurde eine bescheidene Erhöhung der Bodenkote um weniger als $0,5$ m festgestellt. Die südlichste Linie unterscheidet sich klar davon, indem die Bodenkote hier um nicht weniger als $3,8$ m von $-5,3$ m DNN im Jahre 1982 bis $-1,5$ m DNN im Jahre 1987 angehoben ist. Eine noch größere Sedimentation ist weiter gegen Süden am Übergang zwischen Kanal und Becken erfolgt. Hier ist die Bodenkote um mehr als 6 m von $-7,5$ m DNN im Jahre 1982 bis $-1,3$ m DNN im Jahre 1987 angehoben. Im eigentlichen Becken ist die Bodenkote um eine entsprechende Größe angehoben.

Das Ergebnis der Sedimentation besteht darin, daß das ursprüngliche, unregelmäßige Längenprofil des Spülgrabenkanals in ein regelmäßigeres Längenprofil mit einer Neigung vom Süden gegen Norden von $0,05\%$ verändert worden ist (Abb. 50). Das unregelmäßige Profil

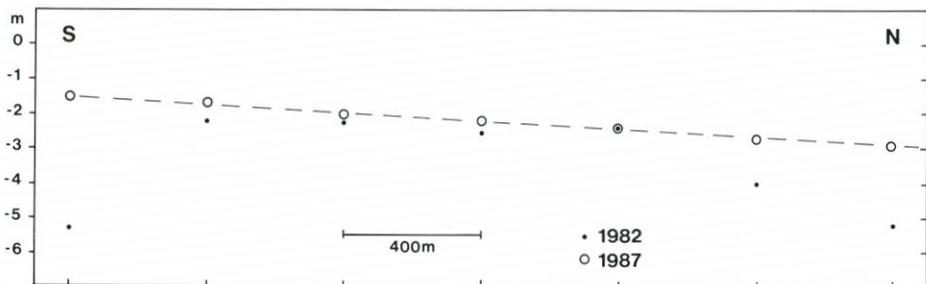


Abb. 50: Änderung der Bodenkoten im Spülgrabenkanal

von 1982 ist auf stark variierendes Sandeinspülen aus den verschiedenen Teilen des Kanals zurückzuführen, während das regelmäßigeres Profil von 1987 entstand, weil der Kanal als eine Gezeitenrinne dient, wobei sich die Form den vorhandenen Gezeitenströmen anpaßt. Die Morphologie des Kanals ist hauptsächlich durch den Ebbestrom gekennzeichnet, da dieser sowohl in bezug auf Geschwindigkeit als auch Dauer den Flutstrom bei weitem übertrifft. Der allgemeine Stromverlauf im Spülgrabenkanal läßt sich wie folgt beschreiben: Am Beginn der Flutperiode dringt der Flutstrom in den Spülgraben vom Höjer Kanal. Der Flutstrom ist zu diesem Zeitpunkt noch schwach, und er stößt bei dem letzten abfließenden Ebbwasser auf Widerstand. Die erste Periode der Flut wird deshalb meist als ein Aufstauen des Wassers in Erscheinung treten. Danach erhöht sich allmählich die Geschwindigkeit des Flutstromes, aber schon bei einem Wasserstand von $-0,25$ m nimmt die Geschwindigkeit wieder ab. Dies ist darauf zurückzuführen, daß zu diesem Zeitpunkt die Wattschwelle westlich des südlichen Beckens überflutet wird, wonach die Flut auf breiter Front in den Spülgraben hineinströmt. Dies bewirkt einen verringerten Wasserspiegelgradienten im Kanal. Nach dem Hochwasser sinkt der Wasserstand schneller im Höjer Kanal als über den Watten, da der Höjer Kanal mit dem Höjer Tief in direkter Verbindung steht. Aufgrund des sinkenden Wasserstands im Höjer Kanal erfolgt ein Zuströmen von Wasser aus dem Spülgraben und von den Watten.

Der Zustrom durch den Spülgraben ist am größten, da der Reibungswiderstand hier kleiner ist als über den Watten. Der Spülgraben dient daher den umliegenden Watten als Abflußzone.

Nach Trockenlegen der Schwelle westlich des südlichen Beckens wird der Spülgrabenkanal noch durch einen starken Ebbestrom gekennzeichnet. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Kanal zu diesem Zeitpunkt der einzige mögliche Abflußweg ist für das Wasser aus dem 13 ha großen südlichen Becken sowie für das durch die vielen kleinen Wattpriele den Kanal entlang zugeleitete Wasser. Eine Folge des dominierenden Ebbestroms ist eine beginnende Mäandrierung des unteren Teils des Spülgrabenkanals. Das Luftbild von 1984 (Abb. 51) zeigt eine schwache Mäandertendenz auf einer Strecke von $\frac{1}{2}$ bis 2 km südlich vom

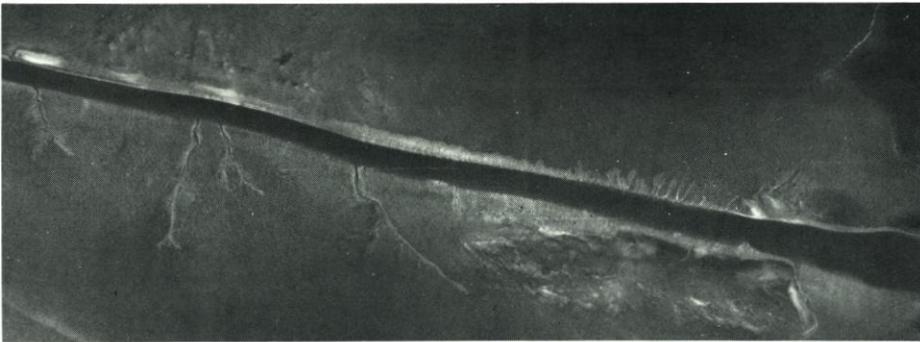


Abb. 51: Luftbild vom mäandrierenden Teil des Spülgrabens südlich vom Höjer Kanal 1984. Maßstab ca. 1 : 15 000 (Aerokort)

Höjer Kanal. Die beginnende Mäandrierung ergibt sich außerdem aus den Querprofilen des Spülgrabens (Abb. 49), wobei an den Profilen a-e deutliche Verschiebungen der Rinne festgestellt werden können.

5.2.6 Die Niedrigwatten um den Spülgraben

Der Spülgraben ist überall von Niedrigwatten umgeben. Aus der Vermessung 1981–1984 ergeben sich Niedrigwatten sehr unterschiedlichen Charakters auf den beiden Seiten vom Höjer Kanal und auf den beiden Seiten des Spülgrabens. Dies bezieht sich sowohl auf Niveau als auch auf Neigung.

Das Niedrigwatt östlich des Spülgrabens liegt südlich vom Höjer Kanal ganz überwiegend über DNN. Der größte Teil dieses Gebiets hat eine schwache ostwestliche Neigung von ca. 0,1 %. Im Gebiet zunächst dem Höjer Kanal machen sich jedoch besondere Verhältnisse geltend. Die Morphologie wird hier einerseits durch eine Bank am Rande des Spülgrabens, andererseits durch mehrere Wattpriele gekennzeichnet. Das entsprechende Watt nördlich vom Höjer Kanal, das gegen Westen vom Spülgraben und der alten Fahrinne abgegrenzt wird, weist eine andere Niveauverteilung auf, da nur $\frac{2}{3}$ dieses Gebiets über DNN liegen. Dieser Teil des Niedrigwatts hat eine Neigung, die doppelt so groß wie die entsprechende Wattneigung südlich des Kanals ist.

Das Niedrigwatt westlich des Spülgrabens wird südlich vom Höjer Kanal durch eine 2,5 km lange und 500 m breite Bank dominiert, von der der größte Teil über DNN liegt, mit

einer Maximumkote von ca. 0,5 m DNN. Das Gefälle der Bank gegen Westen beträgt durchschnittlich 0,13 %, während das Gefälle gegen Osten an die Niedrigwasserlinie hinab durchschnittlich 3 % beträgt. Die Niedrigwatten zwischen dieser Bank und dem Höjer Kanal liegen größtenteils zwischen $-0,2$ und $-0,5$ m DNN. Nahe dem Spülgraben findet sich jedoch ein höher liegendes Gebiet in Form von einer kleineren Bank mit einer Maximumkote nahe DNN. Das Watt zwischen den beiden Banken bildet eine Schwelle, die kurz vor der Überflutung der Wattschwelle westlich des südlichen Spülgrabenbeckens vom Flutstrom aus dem Nordwesten überflutet wird. Das entsprechende Watt nördlich vom Höjer Kanal ist sehr niedrig liegend. Hier findet sich kein Punkt über DNN, und der größte Teil des Gebietes liegt zwischen DNN und $-0,4$ m DNN. Dieses Gebiet stellt den östlichsten Teil einer niedrigen Wattbank der Längsachse WSW/ONO dar, die einen Teil des Wasserscheidegebietes zwischen der neuen und der alten Fahrrinne nach Höjer ausmacht. Die neue Fahrrinne entstand, wie erwähnt, in Verbindung mit dem Sandeinspülen für den neuen Deich, aber auch die alte Fahrrinne ist ursprünglich zum Teil eine gegrabene Rinne. Entlang der alten Fahrrinne fand sich eine fast 4 km lange Lahnung, die die Linienführung der Rinne festzuhalten hatte. Die Lahnung war ursprünglich am Rande der Fahrrinne angelegt, die natürliche Mäandertendenzen der Rinne hat aber bewirkt, daß sich die Rinne auf einer Strecke von 0,8 km mehr als 200 m von der Lahnung entfernt hat (Abb. 52). Diese kräftige Mäandrierung ist mit der

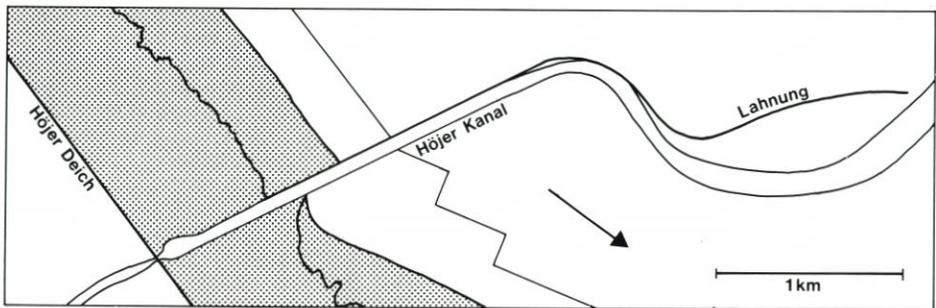


Abb. 52: Der mäandrierende Höjer Kanal und die Kanallahnung 1972

Bildung eines Flutscharten-Flutbank-Komplexes zwischen dem Mäanderbogen und der Lahnung eng verknüpft. Der obere Teil von Flutscharte und Flutbank ist aus dem Vermessungsplan Abb. 42 zwischen der Wasserscheidebank und der Rinne ersichtlich.

Die Entwicklung der Niedrigwatten um den Spülgraben seit der Vermessung 1981–1984 wurde in einem kleineren Gebiet südlich vom Höjer Kanal untersucht, und zwar in einem 1200 m breiten, rechtwinklig zum Deich gelegenen u. a. den zentralen Teil der Bank auf der westlichen Seite des Spülgrabens umfassenden Sektor. Innerhalb dieses Feldes wurde eine Untersuchung des höheren Teils des Niedrigwatts zwischen $-0,1$ und $0,6$ m DNN durchgeführt. Die Untersuchung basiert auf Vermessungsergebnissen von 1982/83 und 1987 sowie 1972. Aus einem Profil durch den Sektor ergeben sich die Hauptzüge der Niedrigwatt-Entwicklung in diesem Gebiet (Abb. 53). Während 1972 von einem sich gleichmäßig neigenden Watt die Rede war, hatte das Watt 1983 aufgrund des Sandeinspülers für den Deich ein ganz anderes Profil erhalten. Auf der westlichen Seite des Spülgrabens ist die Kote um ca. 40 cm gegenüber 1972 angehoben, während die Kote 300 m weiter gegen Westen um ca. 20 cm angehoben ist. 1987 findet sich das Bankprofil noch, aber eine gleichmäßige Erosion der Größenordnung 10–15 cm ist erfolgt. Aus diesem Entwicklungsverlauf ergibt sich

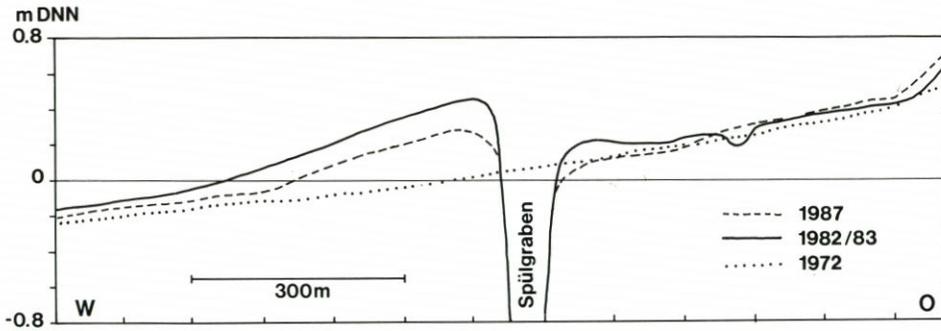


Abb. 53: Querprofil des Niedrigwatts 1,5 km südlich vom Höjer Kanal

anscheinend, daß die überwiegend künstliche Bankbildung allmählich verschwindet und das Watt damit ungefähr wie früher aussehen wird. Die westliche Begrenzung der Bank sowohl 1983 als auch 1987 liegt im Niveau rund $-0,1$ m DNN. Diese Grenze ist im Laufe der vier Jahre ca. 100 m gegen Osten gerückt, wodurch diese Wattstrecke ihre frühere Neigung erreicht hat. Auf der östlichen Seite des Spülgrabens hat sich das Profil wesentlich weniger als auf der westlichen Seite verändert. 1982 findet sich jedoch eine niedrige Bank am Rande des Spülgrabens, und ein paar 100 m weiter nach Osten schneidet das Profil einen der in Verbindung mit dem Spülgraben gebildeten Wattenpriele. Diese beiden Formen sind 1987 wieder eliminiert. Während der Periode von 1982 bis 1987 ist außerdem auf dem oberen Teil des Niedrigwatts eine Ablagerung von knapp 10 cm erfolgt, welches doch nicht für den gesamten Sektor generell ist.

5.3 Vergleich zwischen Wattenprofilen vor dem Vordeich und vor dem Höjer Deich

Zur Verwendung bei dem Vergleich wurden Wattenprofile gewählt, die etwa in der Mitte zwischen dem Höjer Kanal und der dänisch-deutschen Grenze liegen. Das Profil vor dem Vordeich wurde 1982 vermessen und ist für den größten Teil der Watten östlich des Spülgrabens repräsentativ. Das Profil vor dem Höjer Deich wurde 1954 und 1979 vermessen. Diese beiden Messungen entsprechen den Watten vor dem zentralen Teil des 1943 angelegten Landgewinnungsfeldes bzw. den Watten vor dem durch Landgewinnung seit 1958 geschaffenen Vorland. Die Profile haben eine Länge von 700 m und sind in Abb. 54 so zusammengezeichnet, daß der Schnittpunkt der Profile zum MThw als gemeinsamer Nullpunkt der Längenangaben verwendet wird. Von 1954 bis 1979 ist das MThw ca. 200 m nach Westen verschoben, die Watten außerhalb der betreffenden Küstenlinien sind aber desselben Charakters, besonders sind die östlichsten 400 m in bezug auf Niveau und Neigung fast identisch. Dies entspricht der natürlichen Entwicklung in einem Landgewinnungsfeld.

Von 1979 bis 1982 ist das MThw aufgrund des Baus des Vordeiches auf dem Watt westlich des Landgewinnungsfeldes ca. 600 m nach Westen verschoben. Aus dieser plötzlichen Verschiebung der Küstenlinie hat sich ein Wattprofil ergeben, das sich in bezug auf Niveau und Neigung von den älteren Profilen sehr wesentlich unterscheidet. Während sich 1954 das Hochwatt fast über eine Strecke von 600 m westlich der Küstenlinie erstreckte und eine durchschnittliche Neigung von 0,05 % hatte, betrug die Ausdehnung des Hochwatts 1982 nur 150 m mit einer Neigung von 0,3 %. Das Profil war 1982 so ganz durch Niedrigwatt

dominiert und ähnelte dadurch eher dem Wattprofil vor der Geest nördlich von Höjer, wie auch aus Abb. 54 ersichtlich ist. Dieses Profil liegt außerhalb der Vidaubucht, die seit den letzten drei Jahrhunderten durch Landgewinnung und Deichbau im Auffüllen begriffen ist. Durch den Bau des Vordeiches wurde das Auffüllen abgeschlossen, wonach sowohl der Küstenlinienverlauf als auch das Küstenprofil eine größere Übereinstimmung mit dem nördlich davon liegenden Gebiet aufweisen. Eine Folge des neuen Küstenprofils ist, daß die

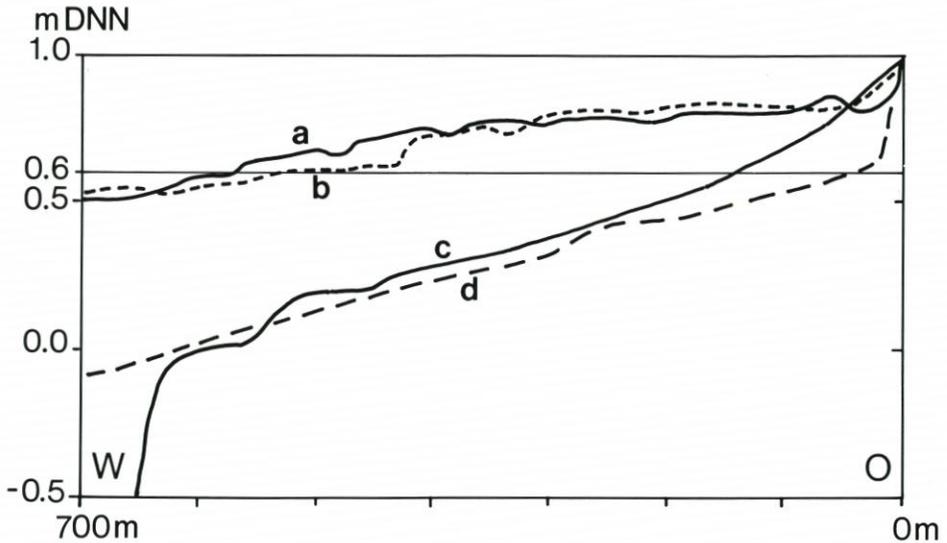


Abb. 54: Wattprofile vor dem Höjer Vorland 1954 (a) und 1979 (b), vor dem Vordeich 1982 (c) und vor dem Emmerlev Klev 1979 (d)

Bedingungen einer künftigen Landgewinnung vor dem Vordeich weit geringer sein werden, als es der Fall vor dem Höjer Deich war. So wird kaum eine Initiative zu einer neuen, groß angelegten Landgewinnung im Hinblick auf eine spätere Eindeichung ergriffen werden. Landgewinnungsarbeiten werden von beschränktem Umfang sein und nur zu Zwecken des Küstenschutzes ausgeführt werden. Der Margrethe-Koog ist deshalb als der letzte Koog der Vidau-Marsch anzusehen.

5.4 Küstenschutzanlagen vor dem Vordeich

Beim Bau des dänischen Teils des Vordeiches wollte man nicht das traditionelle Verfahren anwenden, gemäß dem auf den Deichbau Landgewinnungsanlagen zu dem Zweck folgen, einen Marschsaum zum Schutz der Vorderböschung des Deiches zu schaffen. Das dänische Deichprojekt umfaßte nur das in Abschnitt 5.2.1 erwähnte eingespülte Vorland. Vor dem deutschen Teil des Vordeiches fand sich schon bei Abschluß des Deichbaus ein Landgewinnungsfeld von 140 ha, was darauf zurückzuführen ist, daß der Deich in einem Bogen durch vorhandene Schlickfeldanlagen geführt wurde. Eine Erweiterung dieser Schlickfeldanlagen von 370 ha ist geplant, so daß man auf die Herstellung eines Landgewinnungsfeldes von ca. 500 ha abzielt. Außer dem Sicherheitswert wird die Landgewinnung hier auch mit dem Wunsch nach einer Wiederherstellung der Naturwerte begründet, die beim Eindeichen verloren gingen.

Schon 1982 machten die Verfasser darauf aufmerksam, daß sowohl aus Umwelt- als auch aus Sicherheitsgründen die Anlage von Schlickfeldern entlang dem dänischen Teil des Vordeiches zu überlegen sei. Diese Gedanken stießen jedoch auf kräftigen Widerstand bei der dänischen staatlichen Naturschutzverwaltung des Umweltministeriums. Dieselbe Verwaltung nahm jedoch in demselben Jahr einen Vorschlag des Naturschutzrates zur Anlage von zwei Schlickfeldern ca. 2,5 km südlich des Vidausiels (Abb. 41) an, um an dieser Stelle eine Marschhalbinsel herzustellen, die den Watvögeln als Hochwasser-Rastplatz dienen könnte. Die Schlickfelder wurden im November 1982 über eine Strecke von 400 m bis zu einer Entfernung von 300 m vom Deich angelegt. Die beiden Schlickfelder umfaßten ein sehr großes Niveauintervall von 1 m, nämlich von 1,5 bis 0,5 m DNN. Der Naturschutzrat erwartete, daß im Laufe von drei Jahren ein Rastplatz hergestellt werden würde. Diese Erwartung entsprach jedoch nicht den Erfahrungen der früheren Landgewinnung im Gebiet, und sie wurde auch nicht erfüllt. 1988 findet sich kein Zeichen von der Bildung des gewünschten Hochwasser-Rastplatzes, und das Hochwatt in den Schlickfeldern unterscheidet sich noch nicht wesentlich vom Hochwatt außerhalb der Felder.

Im Frühjahr 1984 legten die Verfasser einen Plan zu Schlickfeldanlagen am gesamten Vordeich vor. Im Plan wurde vorgeschlagen, die Schlickfelder bis zum Niveau 0,7 m DNN hinaus anzulegen. Das wurde mit einer Untersuchung der Umwandlung von Hochwatt in Vorland während der 20jährigen Landgewinnungsperiode 1958–1978 begründet. Daraus ergab sich, daß von allen Hochwatt-Arealen mit dem Ausgangsniveau über 0,9 m DNN 100 % in Vorland umgewandelt sind, während sich für die übrigen Teile des Hochwatts folgende Prozente für die Umwandlung von Watt in Vorland fanden: 0,8–0,9 m DNN: 76 %; 0,7–0,8 m DNN: 34 % und 0,6–0,7 m DNN: 24 %. Die Verwendung der 0,7-m-Höhenkurve als äußere Grenze der Küstenschutzanlage bedeutet die Herstellung einer einzelnen Reihe von Schlickfeldern von der dänisch-deutschen Grenze nach dem Emmerlev Klev mit westlicher Abgrenzung 200 m vom äußeren Deichverteidigungsweg. Über die südlichsten 1200 m wird jedoch ein Abstand von nur 150 m empfohlen, während der Abstand über die ersten 800 m nördlich vom Höjer Kanal 250 m betragen sollte. Es wird vorgeschlagen, die Faschinezäune bis an das besäte Areal hineinzuführen.

In den Bemerkungen zum Plan betonen die Verfasser, daß ein Anwachs im Gebiet vor dem Vordeich von einer anderen Art sein würde als der bisherige Anwachs im Höjer Feld, da das Ausgangsniveau höher ist. Die Vorlandbildung des 1958 angelegten Landgewinnungsfeldes erfolgte insbesondere auf dem oberen Teil des Hochwatts im Niveau von ca. 0,8 m DNN bis zur Mittelhochwasserlinie. Außerhalb des Vordeiches wird der Anwachs sowohl auf dem Hochwatt als auch in Gebieten über dem Mittelhochwasser erfolgen.

Ein Beispiel des Anwachsens in einem Gebiet über dem Mittelhochwasser ist vom Strand auf der Insel Römö bekannt. Abb. 55 ist ein Querprofil des Strandes an der Westküste von

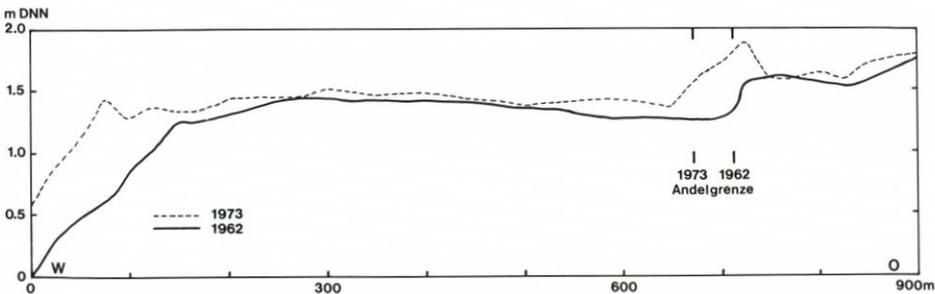


Abb. 55: Querprofil des Strandes an der Westküste von Römö

Römö. 1962 hatte dieser Strand eine Breite von ca. 600 m, wobei der größte Teil im Intervall 1,2–1,5 m DNN lag. Die östlichen 150 m lagen im Niveau 1,25–1,3 m DNN. Die östliche Begrenzung des Strands entspricht einem Marschvorland, dessen westlicher Teil bis zum Niveau 1,5–1,6 m DNN aufgebaut ist. Im Laufe der folgenden elf Jahre verbreitete sich das Andelgras über die inneren 40 m des Strands hinaus derart, daß 1973 dieser Teil als ein neues Andelanwachsgebiet erscheint. Der Strand auf Römö läßt sich jedoch nicht unmittelbar mit den über MThw gelegenen Gebieten vor dem Vordeich vergleichen, da der letztere eine wesentlich größere Neigung besitzt. Die Neigung beträgt hier ca. 1 %, während der von Andelgras eroberte Teil des Strands auf Römö fast waagrecht ist. Ferner wird angeführt, daß 1983 nur vereinzelte Andelpflanzen über dem MThw am Vordeich vorkommen, und daß diese Pflanzen schlechte Voraussetzungen dafür haben müssen, sich zu einer zusammenhängenden Andelvegetation zu entwickeln, da die große Neigung und die sich daraus ergebende größere Dränierung eine zu kräftige Austrocknung bedeuten können. Hinzu kommt, daß die 1982/83 festgestellte Erosion (Abb. 44) eben im Niveau 1–2 m DNN vorkommt. Ein beginnender Andelanwachs in diesem Niveau wird sich somit leicht erodieren lassen können.

Auf dem Hochwatt muß der Andelanwachs voraussichtlich wesentlich bessere Bedingungen haben, obwohl 1983 noch kein Andelgras in diesem Niveau festgestellt worden war. Das Hochwatt wird häufig und regelmäßig überspült, und außerdem war das Gebiet unmittelbar unterhalb der Hochwasserlinie nach den bisherigen Registrierungen keiner wesentlichen Erosion ausgesetzt. Es wird empfohlen, den Anwachs auf dem Hochwatt durch Grüppeln zu fördern, wogegen Grüppeln über dem MThw abzuraten ist, da ein Grüppeln hier die ohnehin kräftige Austrocknung erhöhen wird. Zuletzt sei bemerkt, daß die Bildung einer zusammenhängenden Andelvegetation im Schlickfeldgürtel in diesem Jahrhundert kaum abgeschlossen sein wird. Es ist zu betonen, daß erst dann, wenn ein Saum von regelmäßigem Marschvorland auf dem Hochwatt geschaffen ist, dies eine optimale Reduktion der Erosion des Gebietes über dem MThw bewirken können.

Während die vorgeschlagenen Schlickfeldanlagen die Erosionsprobleme vor dem Vordeich langfristig lösen sollten, sollte ein im Sommer 1984 von der Direktion für Landwirtschaft eingeleiteter Versuch die Erosion kurzfristig reduzieren.

In den beiden vorhandenen Schlickfeldern wurden in 5–10 m breiten Gürteln einerseits parallel zum Deich, andererseits rechtwinklig dazu (Abb. 56) Andelgrassoden ausgelegt. Der zum Deich parallele Gürtel war im Niveau 1,7–1,9 m DNN gelegen, während sich der ostwestlich orientierte Gürtel bis zu 0,85 m DNN im nördlichen und fast 0,7 m DNN im südlichen Schlickfeld erstreckte. Die Andelgrassoden wurden überall von Hand ausgelegt und danach festgewalzt. Der zum Deich parallele Gürtel wurde gleich oberhalb der Zone mit der größten Erosion ausgelegt, um zu versuchen, den Sand in diesem Gebiet zu binden und dadurch das dahinter liegende besäte Areal zu schützen. Zweck der Auslegungen rechtwinklig zum Deich war die Förderung eines Anwachs auf dem Hochwatt.

Der Versuch war nur zum Teil ein Erfolg. Aus einer Kartierung von 1986 (Abb. 56) ergibt sich, daß im nördlichen Schlickfeld in etwa der Hälfte des zum Deich parallelen Gürtels nur vereinzelt vorkommende Andelgraspflanzen erhalten sind. Dagegen finden sich im südlichen Schlickfeld einige ganz kleine Gebiete mit einer zusammenhängenden Andelvegetation, die von einem Gebiet mit vereinzelt Andelpflanzen umgeben sind, die sich in bescheidenem Ausmaß außerhalb der Auslegung verbreitet haben. Die Auslegung rechtwinklig zum Deich ist fast völlig erodiert, und auf dem Hochwatt ist überhaupt nichts erhalten geblieben. Der Grund, weshalb es dem Andelgras nicht möglich gewesen ist, sich auf dem Hochwatt zu festigen, ist darin zu suchen, daß sich das Detailrelief der Wattoberfläche aufgrund der Sandriffwanderung über das Gebiet hinweg ständig veränderte. Es stellte sich

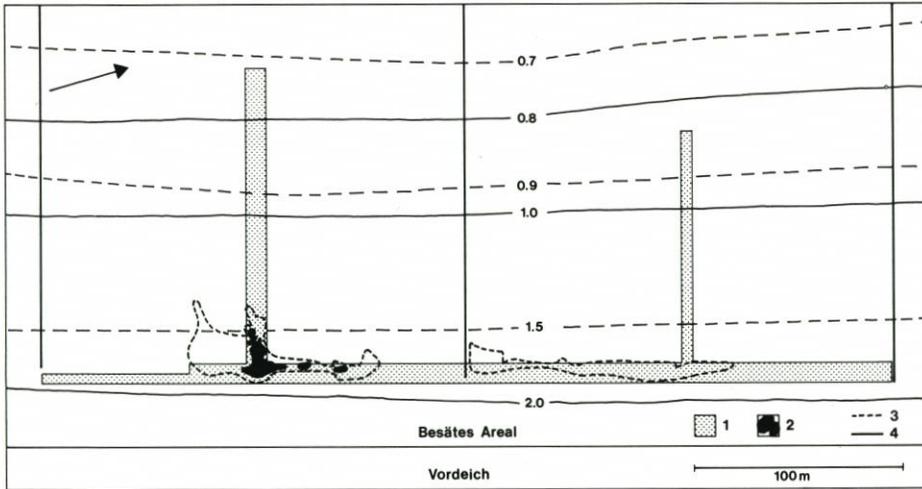


Abb. 56: Versuchsauslegung von Andelgrassoden.

1: Andelgrassoden ausgelegt 1984. 2: Zusammenhängende Andelvegetation 1986. 3: Grenze der zerstreuten Andelvegetation 1986. 4: Lahnung

heraus, daß sich in der Niederung zwischen zwei wandernden Sandriffen zahlreiche Andelgrassoden lösten und weggespült wurden. Aus diesem Grund wurde beschlossen, keine weiteren Auslegungen auf dem Hochwatt vorzunehmen.

Im hochliegenden Gebiet entlang dem besäten Areal wollte man den Versuch fortführen, da man annahm, daß der Grund, weshalb der zum Deich parallele Gürtel nur in bescheidenem Ausmaß der Wellenerosion widerstanden hatte, darin bestehen könnte, daß die Breite des Gürtels zu gering war. Deshalb wurde schon im selben Jahr beschlossen, den Versuch mit Auslegen von Andelgras in einem 25 m breiten Gürtel auf einer ca. 400 m langen Strecke nördlich der Schlickfelder fortzuführen. Im Winter 1986/87 wurde dieser Gürtel nicht im wesentlichen Ausmaß beschädigt, und das Andelgras leistete dem besäten Areal den gewünschten Schutz.

Aufgrund dieser positiven Erfahrungen wurde beschlossen, ein entsprechendes Andelgrasauslegen entlang dem gesamten Vordeich durchzuführen. Es wurde geplant, das Auslegen in drei Stufen durchzuführen, wobei die erste Stufe die Strecke weiter nach Norden bis zum Höjer Kanal umfaßte. Bei dieser 1987 durchgeführten Stufe wurde ein neues arbeitssparendes Auslegeverfahren verwendet, indem man statt des Auslegens der Andelsoden von Hand dazu überging, das Andelgras mit einem Miststreuer zu verteilen (Abb. 57 u. 58). Das neue Auslegeverfahren wurde sowohl bei der zweiten, 1988 durchgeführten Stufe, die die Strecke nach Süden bis zur dänisch-deutschen Grenze umfaßte, als auch 1989 bei der dritten Stufe nördlich vom Höjer Kanal verwendet.

Gleichzeitig mit dem Auslegen des Andelgrases, das schnell als erosionshemmende Maßnahme wirkte, wurde die Durchführung der langfristigen Lösung des Erosionsproblems auch ermöglicht, da das dänische Verkehrsministerium 1985 die Herstellung von Schlickfeldern am Vordeich genehmigte. Das genehmigte, von der Direktion für Landwirtschaft erarbeitete Projekt hat große Ähnlichkeit mit dem Vorschlag der Verfasser aus dem Jahre 1984, man hat jedoch gewählt, die Faschinezäune bis zu 0,6 m DNN statt 0,7 m DNN hinauszuführen. Das Schlickfeldsystem hat eine Länge von 8,6 km und umfaßt 41 Schlickfelder einschl. der beiden alten Schlickfelder von 1982. Mit einigen wenigen Ausnahmen haben



Abb. 57: Andelgrasauslegung mit Miststreuer Juli 1987 (Foto A. PETERSEN)



Abb. 58: Die Andelgrasauslegung September 1987 (Foto A. PETERSEN)

alle Schlickfelder eine Breite von 204 m. Dagegen variiert die Ausdehnung der Schlickfelder rechtwinklig zum Deich je nach der Ausdehnung des Hochwatts. In der ersten 1986 durchgeführten Stufe des Projekts, die zwölf Schlickfelder südlich vom Höjer Kanal umfaßt, und in der dritten 1988 durchgeführten Stufe des Projekts, die zwölf Schlickfelder nördlich des Kanals umfaßt, liegt der westliche Faschinentzaun 250 m vom Deich, abgesehen von einem kleineren Gebiet auf der südlichen Seite des Kanals, bei dem der Verlauf eines Wattpriels berücksichtigt wurde. In der zweiten 1987 durchgeführten Stufe des Projekts, die die 15 südlichen Schlickfelder umfaßt, beträgt die Entfernung vom Deich zum westlichen Faschinentzaun nur 200 m im Gebiet innerhalb der Flutscharten und höchstens 150 m nahe dem Grenzpriel. Das gesamte Areal der Schlickfelder beträgt 162 ha, von denen ca. 60 ha über dem Mittelhochwasser liegen.

Von den beiden 1987 und 1988 angelegten Stufen sind noch keine Untersuchungen vorgenommen worden, über die erste 1986 angelegte Stufe wurde aber im Sommer 1988 eine Kartierung der Verbreitung von Andelgras in zehn 40 m breiten Sektoren rechtwinklig zum Deich mit einem gegenseitigen Abstand von 160 m vorgenommen. Der 1987 angelegte Gürtel aus Andelgras war zum größten Teil noch intakt, obwohl er von Wellenerosion in größerem oder kleinerem Ausmaß beeinträchtigt worden war. Der ursprünglich 25 m breite Gürtel war in den untersuchten Sektoren um durchschnittlich 4 m reduziert mit einer Variation von 0 bis 9 m. Ein Teil des erodierten Andelgrases ist von Wellen und Strom über die innere Hälfte des Schlickfeldes zerstreut. In den Sektoren sind gut gefestigte vom Auslegen stammende Andelgraspflanzen in einem Abstand bis auf 100 m vom angelegten Gürtel und bis zum Niveau 0,83 m DNN hinab festgestellt worden.

Auf der Landseite der Andelgrasauslegung ist das besäte Areal im großen und ganzen nach dem Winter 1987/88 unbeschädigt, weshalb das Auslegen jedenfalls in diesem ersten Jahr den gewünschten erosionshemmenden Effekt gehabt hat. Langfristig wird sich die Zerstreung der Andelgraspflanzen bis zum Hochwatt hinab als mindestens ebenso bedeutungsvoll erweisen können. Jedenfalls ist zu erwarten, daß die große plötzliche Zufuhr von Andelgras zum Gebiet einen neuen Marschanwachs in den Schlickfeldern und damit einen langfristigen Schutz des Vordeiches beschleunigen wird.

6. Schriftenverzeichnis

- DANCKWERTH, C.: Die Landkarten von Johannes Mejer. Verl. O. Heinevetter, Hamburg, 1963.
- EHLERS, J.: Morphologische Veränderungen auf der Wattseite der Barriere-Inseln des Wattenmeeres. *Die Küste*, H. 47, 1988.
- JACOBSEN, N. KINGO: Tøndermarskens Naturgeografi. *Folia Geographica Danica*, Tom VII, No. 1. Kop., 1964.
- JACOBSEN, N. KINGO: Form Elements of the Wadden Sea Area. Rep. 1 of the Wadden Sea Working Group. Leiden, 1980.
- JAKOBSEN, B.: The Tidal Area in South-Western Jutland and the Process of the Salt Marsh Formation. *Geogr. Tidsskrift. Kop.*, 1954.
- JAKOBSEN, B. und OLSEN, H. A.: Landvindingen i det sydvestjyske vadehav. *Folia Geographica Danica*, Tom VIII No. 1. Kop., 1963.
- JAKOBSEN, B.: Vadehavets morfologi. *Folia Geographica Danica*, Tom XI No. 1. Kop., 1964.
- JAKOBSEN, B.: Tidevandskysterne. *Danmarks Natur Bd. 4*. Verlag Politiken, 1969.
- JESPERSEN, M. und RASMUSSEN, E.: Klintmarsken. Naturlig og kunstig forlandsmarsk ved den jyske vadehavskyst. *Geogr. Orientering. Kop.*, 1980.
- JESPERSEN, M. und RASMUSSEN, E.: Höjer forland og vade 1861-1981. Vadehavsrapport nr. 1. *Geogr. Inst. Kop.*, 1982.

- JESPERSEN, M. und RASMUSSEN, E.: Forlandet ved det fremskudte dige. Vadehavsrapport nr. 2. Geogr. Inst. Kop., 1984.
- JESPERSEN, M. und RASMUSSEN, E.: Højervaden. Vadehavsrapport nr. 3. Geogr. Inst. Kop., 1984.
- JESPERSEN, M. und RASMUSSEN, E.: Margrethe-kog. Schr. d. Höjer Mølle- og Marskmuseum H. 1, 1985.
- OLSEN, H. A.: Foreløbig status over landvindingen ved Höjer. Geogr. Orientering. Kop., 1972.
- REVENTLOW, A.: Om Marskdannelsen på Vestkysten af Hertugdømmet Slesvig. Kop., 1863.
- VALEUR, B.: Dige problemer i Sønderjylland. Geogr. Verlag. Brenderup, 1980.
- Wattenmeer: K. Wachholtz Verlag. Neumünster, 1977.
- VERHOEVEN, B., JESPERSEN, M., KÖNIG, D. und RASMUSSEN, E.: Human Influences on the Landscape of the Wadden Sea Area. Report 1 of the Wadden Sea Working Group. Leiden, 1980.
- WEIGAND, K.: Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog. Flensburg, 1979.
- WESTERGAARD, P.: Vegetationens udvikling på det kunstige forland ved Höjer. Ökol. Bot. Inst. Kop., 1984.

Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenauflauf auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6

VON ALFRED FÜHRBÖTER, UWE SPARBOOM UND HANS-HEINRICH WITTE

Zusammenfassung

Ergebnisse von naturmaßstäblichen Untersuchungen im Großen Wellenkanal in Hannover zum Wellenauflauf an einer 1:6 geneigten Deichböschung werden vorgestellt und mit den bekannten Wellenaufformeln nach WASSING und HUNT verglichen.

Es werden sowohl reguläre Wellen als auch Wellenspektren untersucht. Bei Spektren ist der Wellenauflauf allgemein größer als bei regulären Wellen, wobei mit zunehmender Peakperiode T_p eine asymptotische Annäherung an die Auflauhöhen infolge regulärer Wellen bei gleicher Periode T festzustellen war.

Die Untersuchungen wurden für eine glatte Böschung (Asphaltbeton), eine grasrauh Böschung (Kunstgras) und eine Böschung mit einer Rauheit aus Betonblöcken durchgeführt.

Während bei regulären Wellen der Wellenauflauf im Vergleich zu glatten Böschungen (100%) im Mittel nur auf 95% (Gras) bzw. auf 88% (Betonblöcke) reduziert wird, ergaben sich bei Versuchen mit Spektren nennenswert höhere Reduzierungen, und zwar auf 87% bei Gras und auf 75% bei den Betonblöcken.

Für die Belange der Praxis werden in Anlehnung an die bekannten Formeln von WASSING und HUNT Empfehlungen für künftige Bemessungen aufgeführt.

Summary

Experiments at prototype scale 1 to 1 were carried out in the Large wave flume in Hannover with respect to wave run-up on a slope 1 to 6; the results are compared with the well known run-up formulas by WASSING and HUNT.

The tests were run with regular and irregular waves. Wave run-up due to irregular waves generally was higher than that due to regular waves; with increasing peak period T_p , however, the wave run-up decreased asymptotically towards wave run-up due to regular waves at the same wave period T .

The tests were carried out for three different slope covers; asphalt (smooth), grass (rough) and concrete blocks on top to asphalt cover (rough). In case of regular waves compared to run-up on the smooth slope (100%) the run-up was reduced to 95% with grass and to 88% with concrete blocks. In case of irregular waves the reduction was significantly higher and reached 87% for grass and 75% for concrete blocks.

For practical purpose and application a design diagram which – with corrections – is comparable to the formulas developed by WASSING and HUNT is presented.

Inhalt

Zusammenfassung	155
Summary	155
1. Einleitung und Aufgabenstellung	156
2. Allgemeine Bemerkung zum Wellenauflauf	157
3. Versuchsaufbau, Meßtechnik und Auswerteverfahren	161
4. Versuchsergebnisse für reguläre Wellen	166

4.1	Glatte Böschung (= Asphaltbeton)	166
4.2	Böschung mit Grasrauheit	172
4.3	Böschung mit Betonblöcken	175
4.4	Wirkung der Rauheiten bei regulären Wellen	178
5.	Versuchsergebnisse für Wellenspektren	181
5.1	Erzeugung und Auswertung der Wellenspektren	181
5.2	Wellenspektren auf glatter Böschung	182
5.3	Vergleich mit der Gras- und der Betonblockböschung	182
6.	Schlußbemerkung und Ausblick	185
7.	Schriftenverzeichnis	192
8.	Anhang: Meßergebnisse in Tafelform	193
8.1	Meßergebnisse der glatten Böschung (Asphaltbeton) für reguläre Wellen (zu Abschnitt 4.1)	193
8.2	Meßergebnisse der Böschungen mit Grasrauheit und mit Betonblöcken bei regulären Wellen (zu Abschnitt 4.2 und 4.3)	194
8.3	Meßergebnisse der Böschungen mit drei Rauheiten (glatt, Gras, Betonblöcke) bei Wellenspektren (zu Abschnitt 5.2 und 5.3)	195

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Die vorliegenden Untersuchungen wurden im Grossen Wellenkanal (GWK) in Hannover-Marienwerder durchgeführt, der mit seiner Länge von 324 m, seiner Breite von 5 m und seiner Höhe von 7 m (mit 5 m maximaler Wassertiefe) zu den größten Versuchsanlagen seiner Art auf der Erde gehört (GRÜNE und FÜHRBÖTER, 1975 und FÜHRBÖTER, 1982). Die Wellenmaschine kann bei einer Antriebsleistung von rd. 900 kW Wellen bis zu 2 m Höhe sowohl als reguläre Wellen als auch als Wellenspektren erzeugen, die als Brecher auf Böschungen dann Höhen über 2,5 m erreichen; dies sind Wellen von derjenigen Größenordnung, wie sie bei Sturmfluten an der deutschen Nord- und Ostseeküste auftreten. Daher können die mit dieser Versuchsanlage gewonnenen Versuchsergebnisse als frei von Maßstabseffekten angesehen werden.

Diese Maßstabseffekte werden in der vorliegenden Arbeit nur am Rande erwähnt; ihre Untersuchung wie auch die Gegenüberstellung der neuen Ergebnisse mit dem umfangreichen Schrifttum sollen Gegenstand einer besonderen Arbeit sein. Ebenso sollen keine neuen theoretischen Überlegungen vorgelegt werden; die Aufgabe der vorliegenden Untersuchungen besteht allein in einer Dokumentation der neuen Untersuchungsergebnisse aus dem Grossen Wellenkanal, wobei auch insbesondere an die Belange der Praxis gedacht wird. Außerdem werden aber die Ergebnisse in einem Anhang in Tafelform mitgeteilt, damit sie auch von anderen Autoren für weitergehende wissenschaftliche Untersuchungen verwendet werden können (vgl. Abschnitt 8).

In bezug auf die beschränkte Verfügbarkeit des Kanals wurden die Versuche mit zunächst nur einer Böschungsneigung

$$\tan \alpha = 1 : n = 1 : 6$$

durchgeführt; es ist dies diejenige Böschungsneigung, die nach den Empfehlungen des Küstenausschusses Nord- und Ostsee (1962) nach den Erfahrungen aus der Februar-Sturmflut 1962 als Mindestneigung für scharliegende Deiche mit Wellenbelastung empfohlen wird. Ebenfalls unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Versuchszeit mußten die Untersuchungen auf nur drei kennzeichnende Rauheiten (Asphaltbeton, Gras und Betonblöcke als Bremsenlemente) beschränkt bleiben.

Die Untersuchungsergebnisse werden mit den gebräuchlichen Standardformeln für den Wellenaufbau von WASSING (1957) und HUNT (1959) verglichen.

Der Grosse Wellenkanal wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) finanziert, wofür an dieser Stelle wiederum der Dank ausgesprochen werden soll. Außerdem danken aber die Autoren der DFG für die Förderung der vorliegenden Untersuchungen im Rahmen des Sonderforschungsbereiches (SFB) 205 („Küsteningenieurwesen - Seegang und Transportprozesse im Küstenschutz, See- und Hafenaufbau“); ebenso gilt der Dank der Betriebsgruppe des GWK (Dr.-Ing. TAUTENHAIN, Dipl.-Ing. GRÜNE, Dipl.-Ing. SCHMIDT, Dipl.-Ing. BERGMANN und JUNGE) sowie den Herren Dipl.-Ing. SCHULZ, Dipl.-Ing. SCHÄFER und MALEWSKI für ihre Mitarbeit an der Durchführung und Auswertung der Untersuchungen.

2. Allgemeine Bemerkung zum Wellenauflauf

Die Definition des Wellenauflaufes geht aus Abb. 1 hervor; es wird darunter bei jeder Welle der senkrechte Abstand z zwischen dem höchsten Punkt der Wellenaufzunge (Punkt A auf Abb. 1) und dem Ruhewasserspiegel verstanden. Es sei ausdrücklich vermerkt, daß in diesem Betrag des Wellenauflaufes auch der Anteil enthalten ist, der als sog. Brandungstau als Erhebung des Ruhewasserspiegels über der Böschung auftritt (vgl. ERCHINGER,

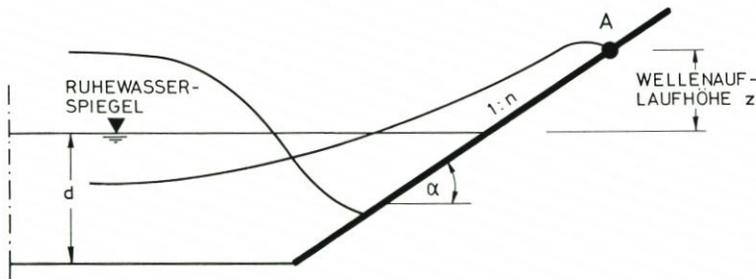


Abb. 1: Zur Definition des Wellenauflaufes z

1982, NIELSEN, 1989). Eine exakte mathematische Behandlung des Wellenauflaufes ist nicht möglich, weil die physikalischen Prozesse bei der Energieumwandlung der brechenden Welle nicht deterministisch beschrieben werden können; Zufallsprozesse werden insbesondere durch den Lufteintrag beim Brechen der Wellen bewirkt (FÜHRBÖTER, 1971). Eine eingehende Behandlung der physikalischen Fragen ist bei SCHIJF (1974) und BATTJES und ROOS (1975) zu finden.

Die meisten Berechnungsverfahren und Bemessungsformeln wurden aus experimentellen Untersuchungen in verkleinerten Versuchsmodellen gewonnen. Qualitativ stimmen alle Untersuchungen für den Wellenauflauf z wie folgt überein:

- z nimmt mit der Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:n$ ab
- z nimmt mit der Wellenhöhe H zu
- z nimmt mit der Wellenperiode T zu
- z nimmt mit zunehmender Wassertiefe d vor der Böschung ab; für Werte $d/H \geq 3$ bleibt er dann annähernd konstant.

Eine umfassende allgemeine grafische Darstellung des Wellenauflaufes z in seinen Abhängigkeiten von der Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:n$, der Wellenhöhe H und der Wellenperiode T (über den Steilheitsfaktor $H/g \cdot T^2$) geht auf SAVILLE (1957) zurück; diese Ergebnisse beruhen

auf Modellversuchen, zu denen später ein Korrekturfaktor für den Naturmaßstab hinzugefügt wurde (siehe z. B. *Shore Protection Manual*, 1984).

In Abb. 2 ist auch der verhältnismäßig kleine Bereich mit $\tan \alpha = 1:n = 1:6$ der vorliegenden Untersuchung eingetragen; er befindet sich bereits in dem Bereich der Kurvenscharen, wo der Wellenauflauf linear mit dem Zahlenwert $\tan \alpha = 1:n$ abnimmt und durch die Formel von HUNT (s. u.) wiedergegeben wird.

Bei streuenden Versuchsergebnissen für den Wellenauflauf – diese Streuung ist wegen der erwähnten Zufallsprozesse unvermeidlich – sowohl bei regulären Wellen als auch bei Wellenspektren ist es üblich, den Wert z_{98} als Bemessungswert zu verwenden; es ist dies diejenige Wellenaufbauhöhe, die von nur 2 % der Wellen überschritten wird. Weiterhin ist es üblich, als erzeugende Wellenhöhe von der einlaufenden Welle die signifikante Wellenhöhe H_s (als Mittelwert der 33 höchsten Wellen einer Folge von 100 Wellen) zu verwenden; wie im Abschnitt 3 gezeigt wird, fällt dieser Wert bei regulären Wellen mit dem Mittelwert H_m und dem Medianwert H_{50} zusammen.

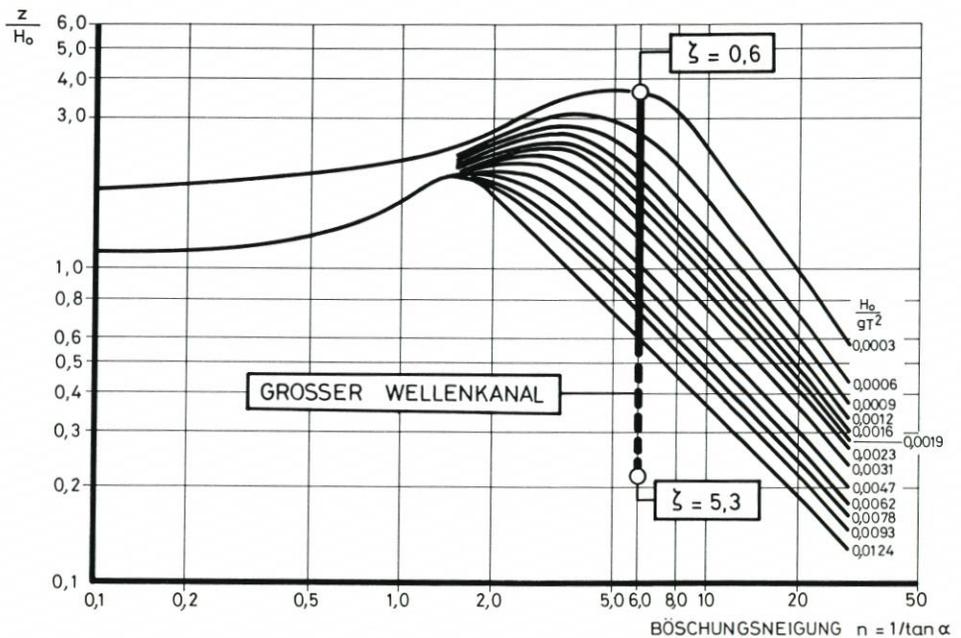


Abb. 2: Reguläre Wellen: Abhängigkeit des Wellenauflaufes von der Wellenhöhe H , der Wellenperiode T und der Böschungsneigung mit $\tan \alpha = 1:n$ nach SAVILLE (1958) aus *Shore Protection Manual* (1984)

Die Versuchsergebnisse werden den Standardformeln nach WASSING (1957) und HUNT (1959) gegenübergestellt. Die Übersichtsformel nach WASSING vernachlässigt den Einfluß der Wellenperiode; sie wird hier in der Form

$$z = 8 \cdot H \cdot \tan \alpha \quad \dots (1)$$

$$\text{mit } \tan \alpha = 1:n = 1/\cot \alpha \quad \dots (2)$$

verwendet und gilt wie die Formel von HUNT für annähernd glatte Böschungen. Die Formel von HUNT lautet:

$$z = \sqrt{H \cdot L_o} \cdot \tan \alpha \quad \dots (3)$$

wobei L_o die Wellenlänge im Tiefwasser bedeutet, die

$$L_o = \frac{g}{2\pi} \cdot T^2 \quad \dots (4)$$

beträgt; wird Gl. (4) in Gl. (3) eingesetzt, so lautet die Formel von HUNT

$$z = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \tan \alpha \quad \dots (5)$$

Im Gegensatz zur Formel von WASSING, in der die Wellenhöhe linear eingeht, nimmt bei HUNT der Wellenaufbau mit der Quadratwurzel aus der Wellenhöhe zu; außerdem ist aber hier eine lineare Abhängigkeit von der Wellenperiode T vorhanden, während dieser Einfluß bei WASSING entfällt.

Eng mit der Formel von HUNT verbunden ist die dimensionslose Brecherkennzahl ζ , die nach einem Vorschlag von BATTJES (1974) als *Iribarren-Zahl* bezeichnet werden soll. Sie kann entweder in der Form

$$\zeta_o = \frac{1}{\sqrt{H_o/L_o}} \cdot \tan \alpha \quad \dots (6)$$

auf die Wellenhöhe im Tiefwasser H_o oder in der Form

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{H/L_o}} \cdot \tan \alpha \quad \dots (7)$$

auf die Höhe H der ankommenden Welle (in einem Bereich mit konstanter Wassertiefe d vor der Böschung) bezogen werden; in den folgenden Ausführungen wird stets die *Iribarren-Zahl* ζ für die Wellenhöhe auf dem Deichvorland verwendet (vgl. Abschnitt 3). Die Verbindung zwischen der *Iribarren-Zahl* ζ und der Formel von HUNT ist durch die einfache Beziehung

$$\frac{z}{H} = \zeta \quad \dots (8)$$

gegeben.

Nach BATTJES (1974) werden durch die *Iribarren-Zahl* = Brecherkennzahl ζ folgende Bereiche der Brecherformen unterschieden:

$\zeta \cong 0,5$	Schwallbrecher (spilling breaker)
$0,5 \cong \zeta \cong 3,3$	Sturzbrecher (plunging breaker)
$\zeta \cong 3,3$	Reflexionsbrecher (surging breaker)

Diese Grenzen sind nicht streng definiert, sondern es gibt Übergänge zwischen den Brecherformen; hier ist insbesondere als Übergangsform zwischen Sturz- und Reflexionsbrecher der sogenannte „collapsing breaker“ (GALVIN, 1968) zu nennen.

Auf Abb. 3 und 4 ist die Abhängigkeit der *Iribarren-Zahl* ζ von der Wellenhöhe H und der Wellenperiode T für die Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : n = 1 : 6$ dargestellt. Auf Abb. 3 sind dabei die Grenzen für die Brecherformen nach BATTJES (1974) eingetragen; außerdem aber auch noch der Bereich der Wellenhöhen zwischen 1 und 2 m sowie der Wellenperioden zwischen 5 und 8 s; dies ist etwa der Bereich der Wellenparameter, der an Seedeichen bei Sturmfluten an der Nord- und Ostseeküste auftritt. Dabei können z.B. an Deckwerksböschungen auf den Inseln der Nordsee durchaus noch höhere Wellenhöhen auftreten; an der Ostsee dagegen sind kleinere Wellenperioden als auf Abb. 3 zu erwarten.

Aus Abb. 4 geht hervor, in welchen Bereichen der ζ -Zahlen die vorliegenden Untersu-

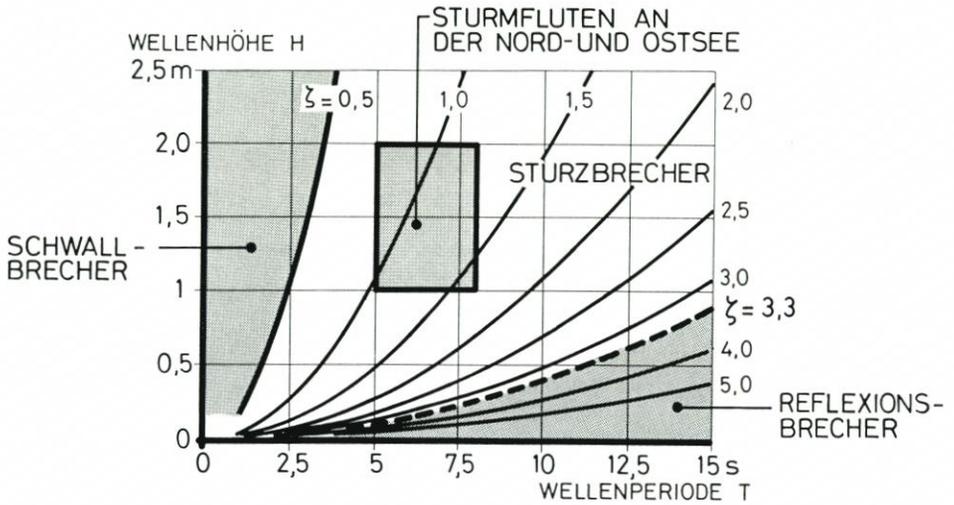


Abb. 3: Iribarren - Zahl ζ als f(H, T) für $\tan \alpha = 1:6$ mit den Bereichen der Brecherformen und mit dem Bereich der Wellenparameter bei Sturmfluten an Seedeichen der Nord- und Ostsee

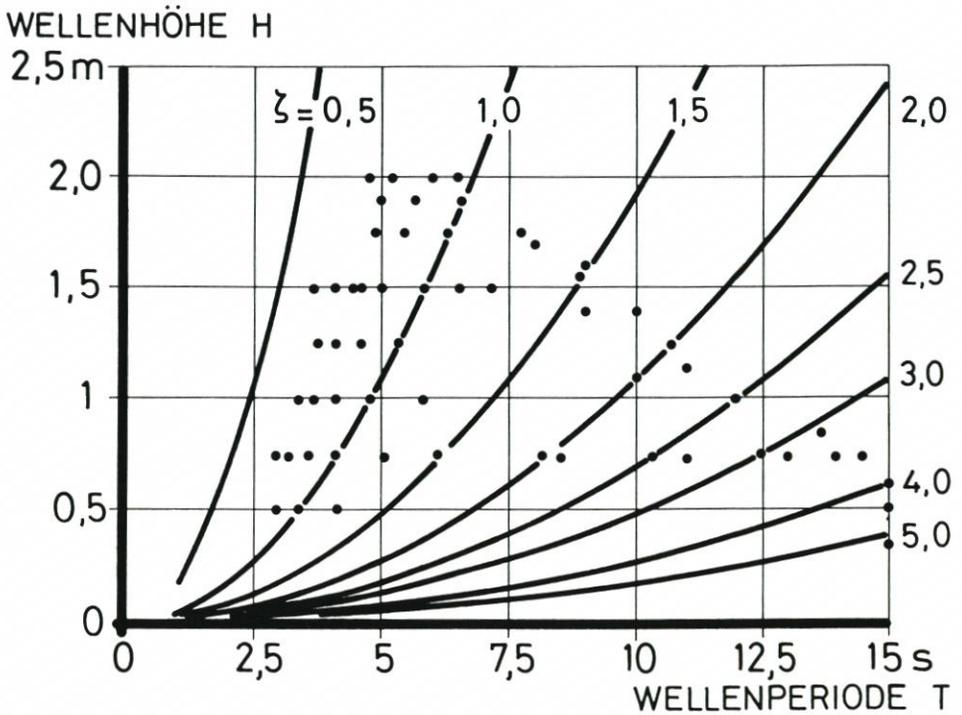


Abb. 4: Iribarren - Zahl ζ als f(H, T) mit Eintragung der Versuchswerte (reguläre Wellen bei glatter Böschung [= Asphaltböschung])

chungen durchgeführt werden; jeder Punkt entspricht einer Versuchsreihe mit mehr als 100 (meist 200) Wellen.

3. Versuchsaufbau, Meßtechnik und Auswerteverfahren

Die Testböschung im Grossen Wellenkanal wurde auf einem verdichteten Sandkern aus Asphaltbeton in einer Stärke von $d \cong 0,20$ m hergestellt; die Kronenhöhe lag 8,4 m über der Kanalsohle. In Abb. 5 ist der Versuchsaufbau zusammen mit den für die Untersuchungen zum Wellenauflauf relevanten Meßgeräten dargestellt; Abb. 6 zeigt die 1:6 geneigte Böschung zusammen mit dem Wellenauflaufpegel und einem Meßraster zur visuellen Kontrolle der Wellenaufbaumessungen. Eine ausführliche Beschreibung der Gesamtkonzeption zur Ermittlung der Wellenbelastung von Böschungen im Prototyp, die zusätzlich zur Erfassung des Wellenauflaufes auch die Erfassung der wellenerzeugten Druckbelastung (Druckschläge) und die Erfassung des Seegangsklimas beinhaltet, ist u. a. in FÜHRBÖTER (1986) und FÜHRBÖTER und SPARBOOM (1988) gegeben. Die Rauheiten der untersuchten rauen Böschungen (Kunstgras und Betonblöcke) werden in den Abschnitten 4.2 und 4.3 beschrieben.

Der eingesetzte Wellenauflaufpegel ist ein Stufenpegel, bei dem einzelne Elektrodenpaare in einem festen Abstand auf der Böschung angeordnet sind. Das Meßverfahren beruht auf der unterschiedlichen Leitfähigkeit der beiden Zustände: Elektrodenpaar an der Luft und Elektrodenpaar wasserbedeckt. Eine ausführliche Beschreibung des Wellenauflaufpegels ist in GRÜNE (1982) gegeben. Angeordnet wurden 70 Elektrodenpaare; bei einem Abstand der einzelnen

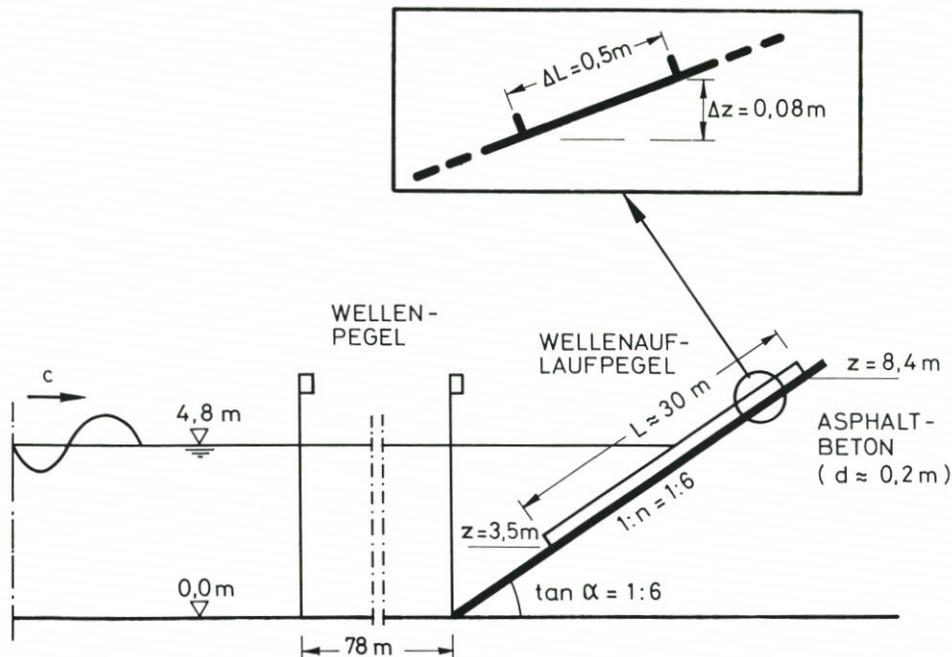


Abb. 5: Großer Wellenkanal mit Böschungseinbau $\tan \alpha = 1:6$: Anordnung der Meßgeräte für die Wellenhöhe und den Wellenauflauf



Abb. 6: Asphaltbetonböschung mit der Neigung $\tan \alpha = 1:6$ mit Wellenauflaufpegel und Meßraster

Paare von $\Delta L = 0,4 \text{ m}$ ($\triangleq \Delta z \approx 0,07 \text{ m}$) im unteren und $\Delta L = 0,5 \text{ m}$ ($\triangleq \Delta z \approx 0,08 \text{ m}$) im oberen Böschungsbereich wurde ein Höhenbereich des Wellenauflaufes von 5 m erfaßt.

Die Untersuchungen wurden bei einem mittleren Wasserstand von $d = 4,8 \text{ m}$ über der Kanalsole ausgeführt, das tiefste Elektrodenpaar lag 1,3 m unterhalb des Ruhewasserspiegels.

Die für die Untersuchungen eingesetzte Meßkette ist in Abb. 7 dargestellt. Es wurde eine digitale Datenerfassung unter Verwendung eines AT-Personal-Computers eingesetzt. Die analogen Signale der Wellenpegel wurden unter Einhaltung des Abtasttheorems vor der analog-digital Wandlung mit einer Grenzfrequenz von 3 Hz tiefpaßgefiltert. Begründet durch die bei dem Wellenauflaufpegel als Stufensignale anfallenden Daten wurden diese ungefiltert dem A/D-Wandler zugeführt. Abb. 8 zeigt einen Ausschnitt der zeitlich synchronen Regi-

strierungen eines Wellenpegels (Wellenpegel am Deichfuß, vgl. Abb. 5) und des Wellenauf-
 laufs für eine Versuchsreihe mit regulären Wellen ($H = 1,5 \text{ m}$; $T = 5,0 \text{ s}$; $\zeta = 0,85$).

Die rechnergestützte Analyse der Wellenaufsignale ist in WITTE und RIEKMANN
 (1987) beschrieben. In Anlehnung an das „crest to crest“-Verfahren zur Bestimmung von
 Wellenhöhen wird beim Wellenauf ein „trough to trough“-Verfahren verwendet, bei dem

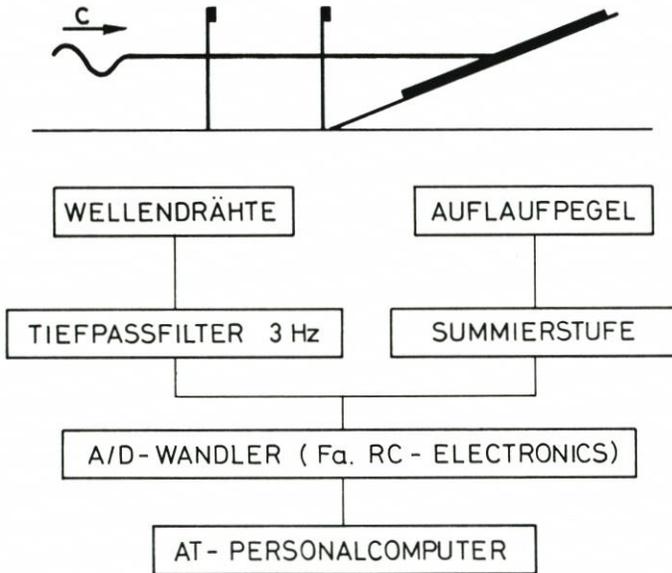


Abb. 7: Meßkette für Wellenhöhen und Wellenauf (schematisch)

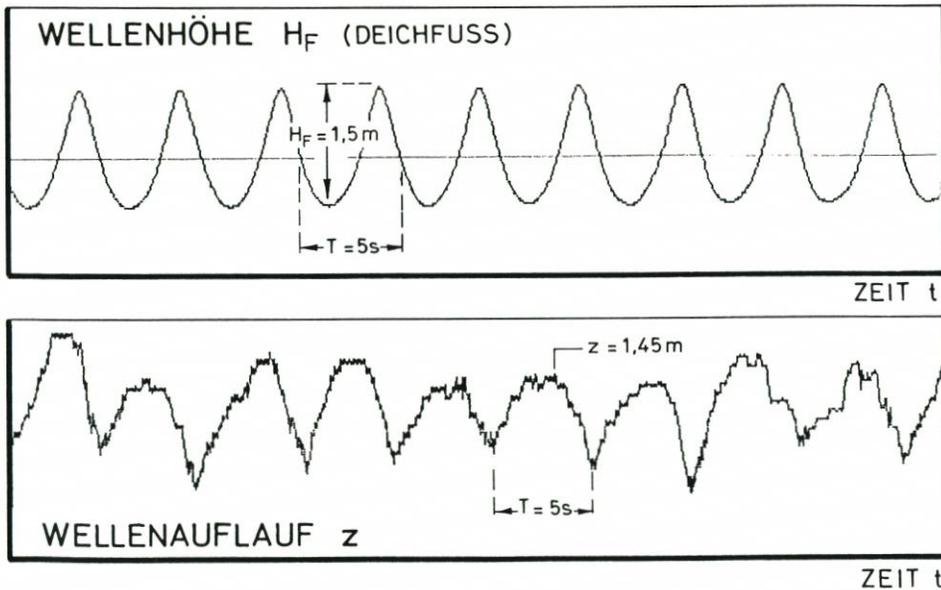


Abb. 8: Beispiel einer synchronen Analogaufzeichnung von Wellenhöhe und Wellenauf (reguläre
 Wellen)

ein Wellenauf- und ablauf die Zeit zwischen zwei aufeinanderfolgenden tiefsten Höhenkoten des Wellenablaufes umfaßt (vgl. Abb. 8 unten). Während bei den untersuchten regulären Wellen jede Welle einen Wellenaufbau bewirkt, kann es bei Wellenspektren zu einer Überlagerung einzelner Wellenaufläufe kommen, so daß die Zahl der Wellenaufläufe kleiner als die Zahl der angreifenden Wellen ist (vgl. Abschnitt 5.1).

Wie in Abschnitt 2 ausgeführt, ist der Wellenaufbau auch infolge regulärer Wellen eine zufällige Größe. Für die Beschreibung des Wellenaufbaues ist daher eine statistische Analyse erforderlich. Es werden hierzu die Aufbauhöhen jeder Versuchsreihe in ein Wahrscheinlichkeitspapier der Normal-Verteilung eingetragen (Abb. 9 rechts) und unter Verwendung einer Ausgleichsfunktion die Kenngrößen z_{98} und z_{50} ermittelt. Hierbei beschreibt z_{98} die Aufbauhöhe, die von 2% und z_{50} die Aufbauhöhe, die von 50% der Wellenaufläufe überschritten wird (vgl. Abschnitt 2). Als Maß für die Streuung der Aufbauhöhen wird der Verhältniswert z_{98}/z_{50} , der eng mit der Standardabweichung des Kollektivs verbunden ist, verwendet.

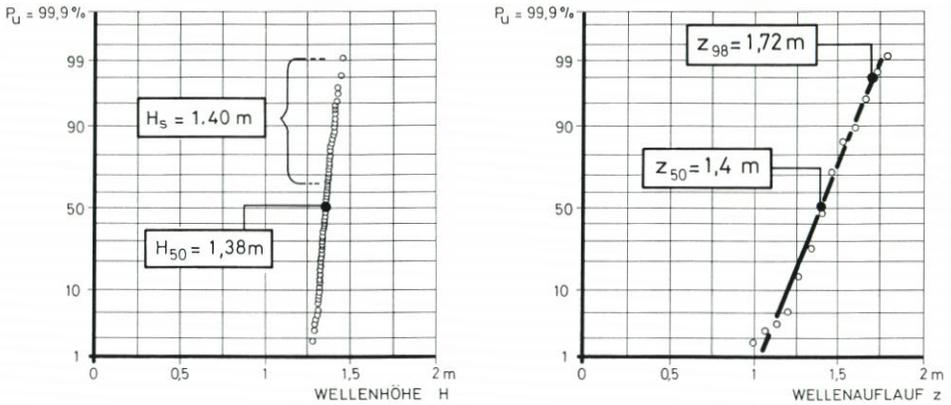


Abb. 9: Reguläre Wellen: Auswertung von H_{50} und H_s sowie von z_{50} und z_{98}

Bei der Ermittlung der vorgenannten Kenngrößen ist zu beachten, daß infolge des verwendeten Stufenpegels eine Klasseneinteilung der Aufbauhöhen vorgegeben ist, bei der die Klassenbreite dem vorhandenen vertikalen Stufenabstand entspricht. Eine mathematische Beschreibung der Ausgleichsfunktion und damit die Untersuchung unterschiedlicher Wahrscheinlichkeitsverteilungen zur Beschreibung der Wellenaufläufe muß weiteren Arbeiten vorbehalten bleiben.

Die Wellenhöhen wurden nach dem „zero crossing“-Verfahren ermittelt. Ein Beispiel der Verteilung der Wellenhöhen H_F , die am Deichfuß bei einer erzeugten Welle mit $H = 1,5\text{ m}$ und $T = 5,0\text{ s}$ gemessen wurden, zeigt Abb. 9 (links).

An der Wellenmaschine haben die erzeugten Wellen infolge der Steuerung der Wellenmaschine (Reabsorption) die konstante Höhe H . Abb. 9 links zeigt, daß auch bei den durch die Reflexion beeinflussten Wellenhöhen am Deichfuß H_F die signifikante Wellenhöhe ($H_{SF} = 1,4\text{ m}$) ungefähr der medialen Wellenhöhe ($H_{50F} = 1,38\text{ m}$) und der mittleren Wellenhöhe ($H_{mF} = 1,37\text{ m}$) entspricht. Das Verhältnis von H_{SF}/H_{mF} der Wellenhöhen am Deichfuß für alle in Abb. 4 eingetragenen Parameter der untersuchten regulären Wellen beträgt im Mittel $H_{SF}/H_{mF} = 1,03$ bei einer Standardabweichung von 0,02, so daß für die weiteren Untersuchungen angesetzt werden kann:

$$H \cong H_s \cong H_{50} \cong H_m$$

Für eine quantitative Abschätzung der Wellenreflexion zeigt Abb. 10 (oben) das Verhältnis der Wellenhöhen am Deichfuß H_F und der generierten Wellenhöhen H der Wellenmaschine in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ der generierten Wellenparameter; in Abb. 10 (unten) ist die Iribarren-Zahl am Deichfuß ζ_F der Iribarren-Zahl der generierten Wellen gegenübergestellt. Der Abbildung kann entnommen werden, daß das Verhältnis H_F/H im Bereich des reinen Sturzbrechers ($\zeta < 3$) durch den Mittelwert (1,0) und die Standardabweichung ($\pm 0,1$) ausreichend beschrieben ist, oberhalb von $\zeta = 3$ nimmt dann im Bereich des Reflexionsbrechers dieser Verhältniswert stark zu. Die gleiche Tendenz zeigt auch die Gegenüberstellung der Iribarren-Zahlen; bis zu $\zeta = 3$ sind beide Werte nahezu gleich, oberhalb von $\zeta = 3$ wird – infolge der Zunahme der Wellenhöhen am Deichfuß – ζ_F deutlich kleiner als die Iribarren-Zahl ζ der von der Reflexion unbeeinflussten Wellenhöhe H auf dem Deichvorland.

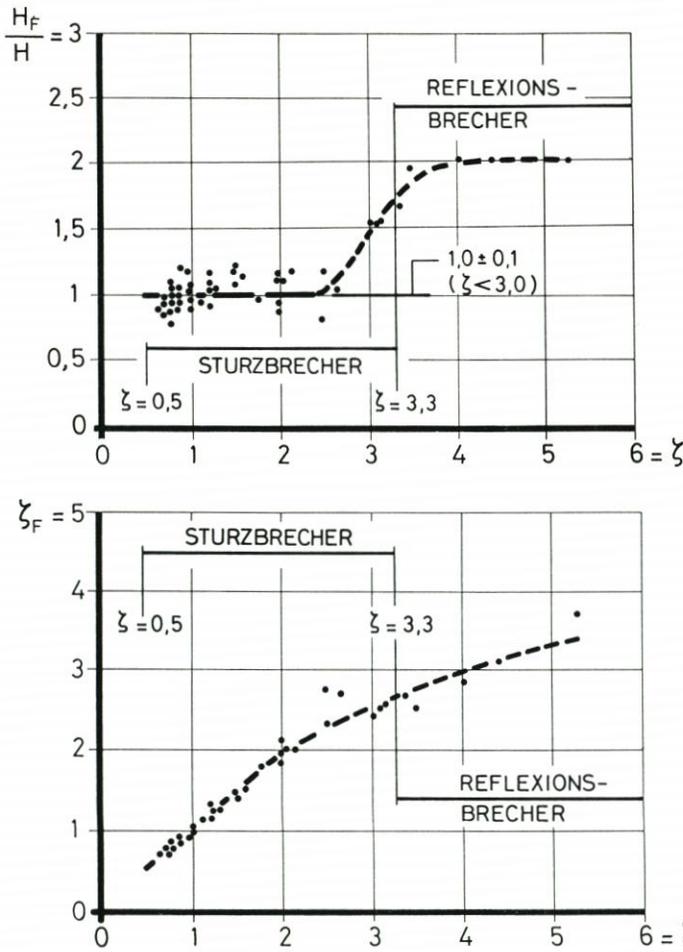


Abb. 10: oben: Verhältnis der Wellenhöhen am Böschungsfuß H_F zur erzeugten Wellenhöhe H
 unten: ζ -Wert mit Wellenhöhe H_F am Böschungsfuß ($= \zeta_F$) als Funktion des ζ -wertes der erzeugten Wellenhöhe H ($= \zeta$)

Die starke Streuung der Verhältniswerte H_F/H in dem Bereich $\zeta < 3$ ist ein Hinweis darauf, daß der Ort der größten Höhe der aus Ausgangs- und reflektierter Welle überlagerten Welle im Nahbereich des Bauwerkes von der Wellenlänge der ankommenden Wellen abhängig und damit bei gleicher Wassertiefe eine direkte Funktion der Wellenperiode ist, so daß die Wellenhöhe am Deichfuß allein das tatsächliche Seegangsklima nicht ausreichend beschreibt.

Für die nachfolgenden Auswertungen, die auch in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl vorgenommen werden, wird daher – sofern nicht besonders angegeben – die Ausgangswellenhöhe auf dem Deichvorland, die durch die Parameter der Maschinenwelle beschrieben ist, verwendet.

4. Versuchsergebnisse für reguläre Wellen

4.1 Glatte Böschung (= Asphaltbeton)

Bei dieser Versuchsreihe wurde eine durchgehende Asphaltbetonböschung verwendet, bei der die Rauheitserhebungen in der Größenordnung eines Millimeters liegen, wie aus Abb. 11 hervorgeht. Wird diese Rauheitserhebung mit den (zeitlich und örtlich wechselnden)

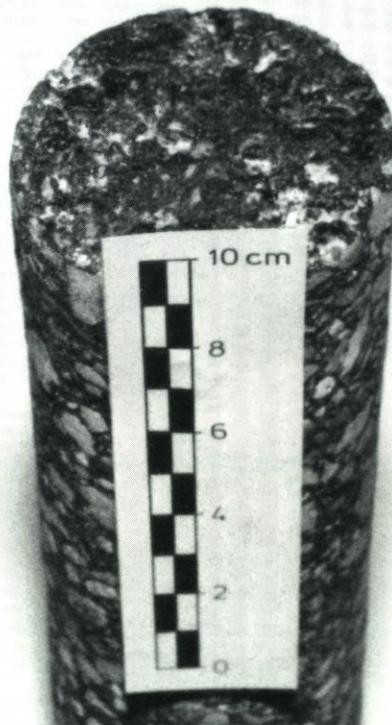


Abb. 11: Oberfläche der Asphaltbetonböschung

Stärken der Wellenauflauf- und Wellenablaufzungen verglichen (die auch im obersten Bereich noch in der Größenordnung von 10 cm liegen), so ergibt sich ein Verhältnis von ungefähr 1 : 1000; im Vergleich zu den anderen untersuchten Rauheiten (Kunstgras und Betonblöcke) kann dieses als hydraulisch glatt gewertet werden, so daß diese Asphaltbetonböschung im Folgenden als „glatte“ Böschung bezeichnet wird.

Abb. 12 zeigt die Asphaltbetonböschung unter Wellenbelastung; es ist in der Wellenaufzunge deutlich der hohe Luftanteil zu erkennen.

Bei den Auswertungen der Wellenaufläufe wird nach Abschnitt 3 und Abb. 9 durchweg der Wert z_{98} als der Wert, der von nur 2 % der Wellenaufläufe überschritten wird, verwendet; ebenso wurde nach Abschnitt 3 als Wellenhöhe die Wellenhöhe H_s der erzeugten Welle verwendet, für die bei den regulären Wellen die Näherungsbeziehung $H \sim H_s \sim H_{50} \sim H_m$ gilt (vgl. Abschnitt 3); diese gemessene Wellenhöhe wird im Folgenden vereinfacht mit H bezeichnet.



Abb. 12: Asphaltbetonböschung mit $\tan \alpha = 1 : 6$ unter Wellenbelastung

Die Versuchsergebnisse sind auf Abb. 13 und 14 den Ergebnissen der Formel von WASSING

$$z = 8 \cdot H \cdot \tan \alpha \quad \dots (1)$$

und auf Abb. 15 und 16 den Ergebnissen der Formel von HUNT

$$z = \sqrt{H \cdot L_o} \cdot \tan \alpha \quad \dots (3)$$

gegenübergestellt, wobei sie sowohl als Funktion der Iribarren-Zahl ζ (Abb. 13 und 15) als auch der Wellenperiode T (Abb. 14 und 16) dargestellt sind.

Das Verhältnis der Meßwerte z_{98} zum errechneten Wert $z_{WASSING}$ in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ζ zeigt nur im Bereich der ζ -Zahlen > 3 einen annähernd konstanten Wert, im unteren Bereich der ζ -Zahlen dagegen ergibt sich aus den Versuchswerten eine monoton ansteigende Funktion, die bereits bei ζ -Zahlen über 1 den Wert 1, also den rechnerischen Wert nach der Formel von WASSING, überschreitet (Abb. 13). Auffällig ist dabei, daß der Bereich der monoton steigenden Funktion annähernd mit der Brecherform des Sturzbrechers, der

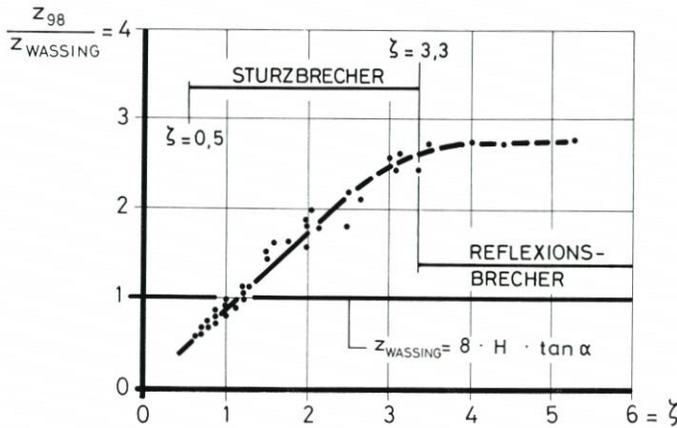


Abb. 13: Reguläre Wellen, Böschung glatt (=Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1 : 6$: Verhältniswert $z_{98}/z_{WASSING}$ als Funktion der Iribarren-Zahl ζ

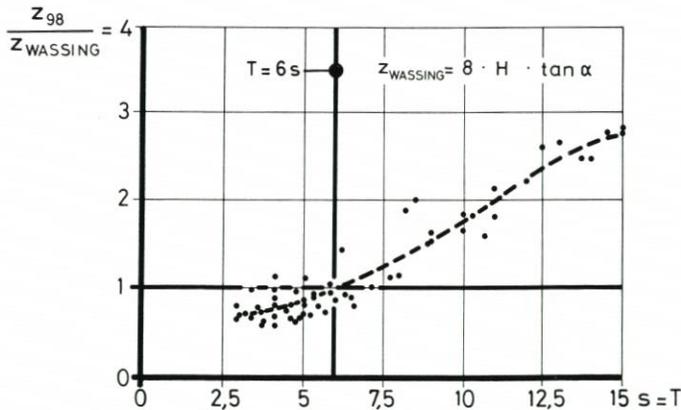


Abb. 14: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1 : 6$: Verhältniswert $z_{98}/z_{WASSING}$ als Funktion der Wellenperiode T

Bereich der nahezu konstanten Werte mit der des Reflexionsbrechers übereinstimmt (Abb. 13). Diese starke Abhängigkeit der Funktion $z_{98}/z_{WASSING}$ von der Brecherkennzahl ζ ist durch die Vernachlässigung der Wellenperiode T in der Formel von WASSING bedingt.

Dies wird durch die Auftragung der Werte $z_{98}/z_{WASSING}$ über die Wellenperiode T bestätigt, wo sich eine ebenfalls monoton steigende Funktion ergibt (Abb. 14). Auffällig ist hier aber, daß im Bereich der Wellenperioden unter rd. $T = 6$ s die Werte fast sämtlich – mit einer gewissen Streuung – unter dem Wert $z_{98}/z_{WASSING} = 1$ liegen, so daß also für die Wellenperiode $T < 6$ s die Formel von WASSING fast durchweg auf der sicheren Seite liegt und annähernd die obere Grenze des Streubereiches der Meßwerte wiedergibt; hierauf wird noch im Zusammenhang mit den Versuchsergebnissen für die Böschungseignung $\tan \alpha = 1:4$ eingegangen.

Im Gegensatz zu der Funktion $z_{98}/z_{WASSING}$ auf Abb. 13 zeigen die Werte z_{98}/z_{HUNT} als $f(\zeta)$ auf Abb. 15 eine wesentlich geringere Abhängigkeit von ζ ; die Funktion fällt von einem Mittelwert um 1,25 für $\zeta \leq 1$ monoton auf Werte unter 1 bei etwa $\zeta = 3,5$ bis etwa 0,7 bei $\zeta \approx 5,3$. Hieraus geht hervor, daß, wenn der gesamte Wertebereich von $0,6 \leq \zeta \leq 5,3$ betrachtet

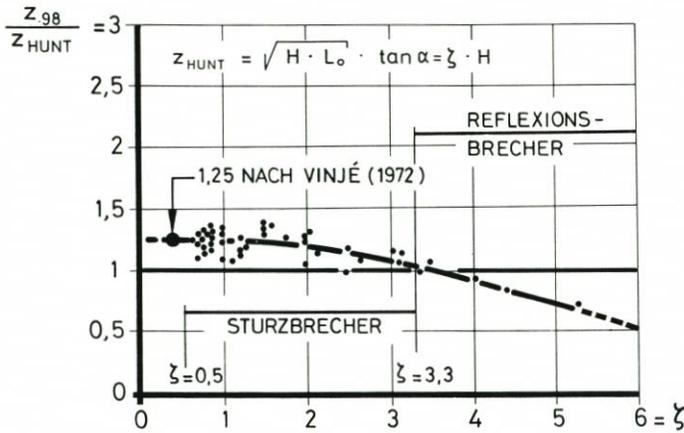


Abb. 15: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniswert z_{98}/z_{HUNT} als Funktion der Iribarren-Zahl ζ

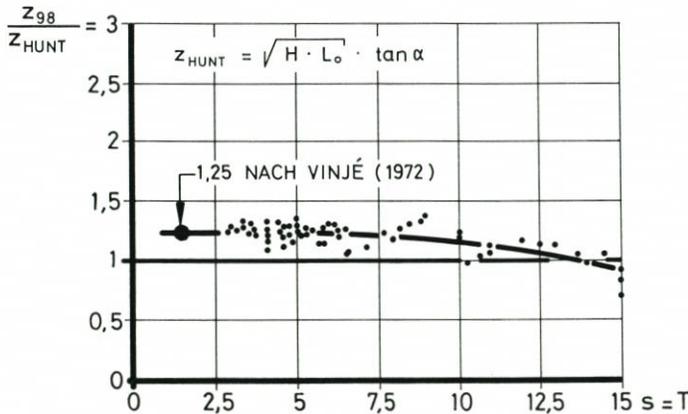


Abb. 16: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniswert z_{98}/z_{HUNT} als Funktion der Wellenperiode T

wird, die Formel von HUNT eine bessere Näherung als die Formel von WASSING darstellt; im Bereich der kleinen ζ -Werte fällt dagegen eine starke Streuung (zwischen 1,1 und 1,4 im Bereich $0,6 \leq \zeta \leq 2$) auf; hier liegen die Ergebnisse der Formel von HUNT auf der unsicheren Seite (niedriger als die Meßwerte). Aus Abb. 15 geht weiterhin hervor, daß die Korrektur von VINJÉ (1972) mit einem Faktor 1,25

$$z_{98} = 1,25 \cdot \sqrt{H \cdot L_0} \cdot \tan \alpha$$

gegenüber der ursprünglichen Formel von HUNT (1959)

$$z = \sqrt{H \cdot L_0} \cdot \tan \alpha$$

auch bei Wellen im Naturmaßstab eine gute Näherung für das Verhalten des Wellenauflaufes im Bereich der kleinen ζ -Zahlen darstellt. Die Funktion z_{98}/z_{HUNT} bleibt im Bereich des Sturzbrechers oberhalb des Wertes 1, um im Bereich des Reflexionsbrechers stärker zu fallen; dies ist auf die Zunahme der Reflexionsenergie in diesem Bereich zurückzuführen (TAUTENHAIN, 1981, vgl. auch Abschnitt 6).

Einen ähnlichen Verlauf wie in der Abhängigkeit von der Zahl ζ zeigt auch die Funktion z_{98}/z_{HUNT} von der Wellenperiode T (Abb. 16). Die fallende Tendenz mit zunehmender Wellenperiode weist darauf hin, daß die in der Formel von HUNT geforderte lineare Abhängigkeit der Auflauhöhe von der Wellenperiode nicht streng erfüllt ist, die gemessenen Werte zeigen eine Abhängigkeit von der Wellenperiode mit einer Potenz < 1.

Von Interesse ist eine Gegenüberstellung dieser Versuchsergebnisse mit denen einer Asphaltbetonböschung der Neigung $\tan \alpha = 1:4$, die ebenfalls im Grossen Wellenkanal untersucht wurde (FÜHRBÖTER, 1986); hier liegen allerdings nur Werte im Bereich der kleinen ζ -Werte vor, wie sie bei Sturmfluten an der Nord- und Ostseeküste vorkommen. Es geht aus Abb. 17 oben hervor, daß auch hier die Meßwerte $z_{98}/z_{WASSING}$ durchweg unter dem

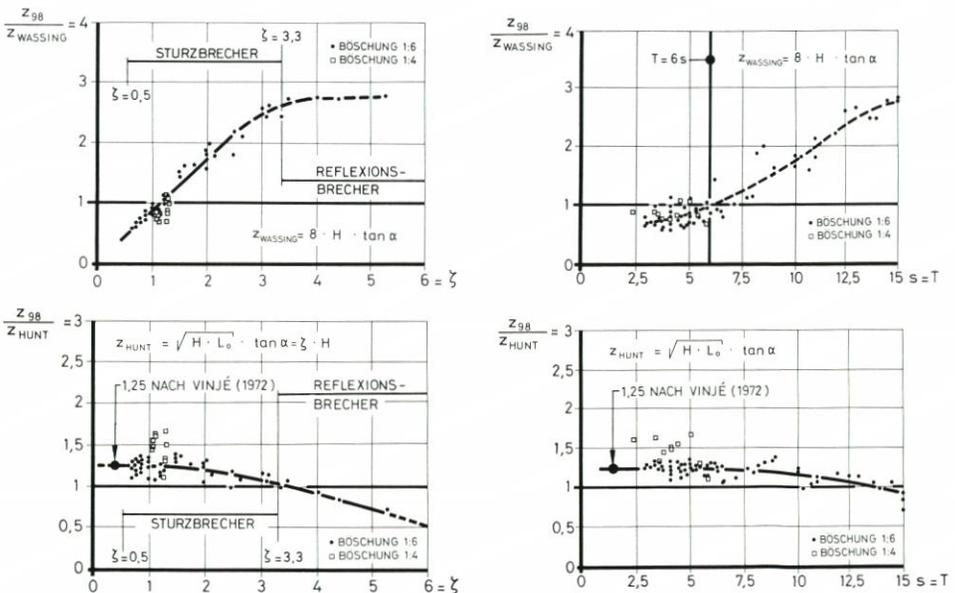


Abb. 17: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der gemessenen Wellenauflaufwerte z_{98} bei der Versuchsböschung $\tan \alpha = 1:6$ mit den Werten bei der Versuchsböschung $\tan \alpha = 1:4$

Wert 1 liegen, so daß auch hier die Formel von WASSING zur sicheren Seite hin den oberen Grenzwert des Streubereiches liefert; dagegen zeigen die Auftragungen der Werte z_{98}/z_{HUNT} sowohl über der I r i b a r r e n - Zahl ζ als auch über der Wellenperiode T, daß die Meßwerte für $\tan \alpha = 1:4$ hier noch deutlich über denen der Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$ liegen; dies bedeutet, daß die einfache Reziprofunktion z prop $\tan \alpha$ oder z prop $1:n$ hier nicht mehr streng erfüllt wird; hiermit werden Ergebnisse niederländischer Modellversuche bestätigt (SCHIJF, 1974, vgl. Abschnitt 6).

Auf Abb. 18 ist noch einmal hervorgehoben, daß im Bereich der Wellenperioden unter $T = 6$ s die Formel von WASSING fast immer Werte liefert, die an der oberen Grenze des Streubereiches sowohl der Meßwerte für $\tan \alpha = 1:4$ als auch $\tan \alpha = 1:6$ und damit auf der sicheren Seite liegen, während die Formel nach HUNT, auch mit der Korrektur von VINJÉ (1972), hier zu kleine Werte liefert. Die Anwendung der Formel von WASSING hat also in diesem Bereich eine gewisse Berechtigung (vgl. FÜHRBÖTER, 1986 und Abschnitt 6).

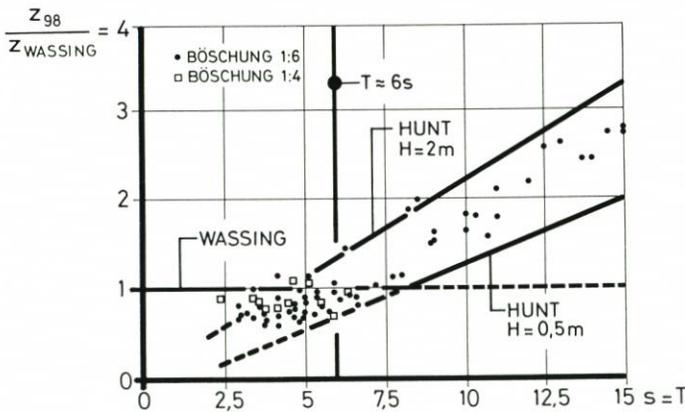


Abb. 18: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Wellenauflaufhöhen z_{98} bei den Böschungsneigungen 1:6 und 1:4 in Abhängigkeit von der Wellenperiode T im Vergleich zu den Ergebnissen der Formeln von WASSING und HUNT

Es wurde bereits erwähnt, daß auch bei einer Folge streng regulärer Wellen eine gewisse Streuung in den Auflaufhöhen vorhanden ist, die durch Zufallsprozesse beim Brechen der Wellen und insbesondere bei der damit verbundenen Luftaufnahme bedingt sind; als ein anschauliches Maß für die Streuung kann der Wert z_{98}/z_{50} angesehen werden (vgl. die Auswertung der Wahrscheinlichkeitsfunktion für die Wellenauflaufhöhen auf Abb. 9). Dieses Streumaß ist auf Abb. 19 in Abhängigkeit von der I r i b a r r e n - Zahl ζ aufgetragen und zeigt im Bereich der ζ -Werte oberhalb $\zeta=3$ ein nahezu konstantes Verhalten mit dem Mittelwert $z_{98}/z_{50} = 1,05 \pm 0,02$; diese verhältnismäßig geringe Streuung gehört in den Bereich des Reflexionsbrechers, wo die stochastischen Vorgänge gegenüber den deterministischen zurücktreten. Dagegen erhöht sich im Bereich des Sturzbrechers das Streumaß auf Werte bis 1,3 bei ζ -Zahlen unter 1, wobei zugleich das Streumaß selbst eine stärkere Streuung annimmt; dieses deutet auf die Zunahme der Stärke der Zufallsprozesse hin, ein Vorgang, der durch den visuellen (und auch akustischen) Eindruck dieser Brecherformen bestätigt wird.

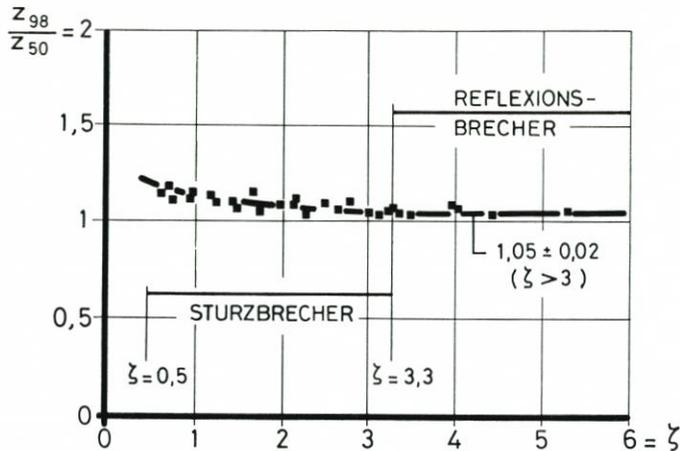


Abb. 19: Reguläre Wellen, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$; Streumaß z_{98}/z_{50} in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ

4.2 Böschung mit Grasrauheit

Bei verkleinerten Versuchsmodellen ist es sehr schwierig, die Rauheit einer natürlichen Grasnarbe in einem verkleinerten Modell naturgerecht zu simulieren; hinzu kommen noch die hier besonders wirksamen Maßstabeffekte. Da aber die Frage von großer Wichtigkeit ist, wieweit sich ein Deich mit Grasnarbe („Grüner Deich“) in seinem Wellenauflaufverhalten von einem nahezu glatten Deich (Beton oder Asphaltbeton) unterscheidet und weil im Schrifttum hierüber widersprüchliche Angaben vorliegen, wurde in einer besonderen Versuchsreihe die Böschung mit einer Grasrauheit versehen. Aus verschiedenen und naheliegenden Gründen konnte hierzu eine natürliche Grasnarbe nicht verwendet werden; es mußte deshalb auf einen handelsüblichen Kunstrasen zurückgegriffen werden, der nach seiner Struktur und Steifigkeit etwa einem natürlichen, durch Beweidung (Schafe) kurzgeschorenen Deichbewuchs entspricht. Die Wahl fiel auf einen Kunstrasen mit einer mittleren Halmlänge von 28 mm, dessen weitere Daten aus Abb. 20 hervorgehen; es wurde dabei bewußt die Halmlänge eher zu lang als zu kurz gegenüber der Natur (wo ohnehin nur Mittelwerte vorhanden sind) gewählt.

Abb. 21 zeigt die mit Kunstrasen bedeckte Böschung mit Brecher und Wellenauflauf; ein wesentlicher äußerer Unterschied gegenüber der glatten Böschung kann nicht festgestellt werden.

Die Ergebnisse gegenüber der glatten Böschung (= Asphaltbeton) gehen aus der Auftragung z_{98}/z_{HUNT} als $f(\zeta)$ auf Abb. 22 hervor, die zwar deutlich zeigt, daß die Wellenauflaufhöhen bei allen ζ -Zahlen niedriger als bei der glatten Böschung liegen, aber zugleich auch darauf hinweist, daß die Wirkung der Grasrauheit in Grenzen bleibt. Dies wird durch die Bildung des bekannten Reduktionsfaktors r

$$\text{Reduktionsfaktor } r = \frac{z_{98}(\text{Gras})}{z_{98}(\text{glatt})}$$

bestätigt, der ebenfalls in der Abhängigkeit von ζ auf Abb. 23 aufgetragen ist. Eine systematische Abhängigkeit der r -Werte von der Kennzahl ζ ist dabei nicht feststellbar, sie können daher durch den

SCHNITT A-A

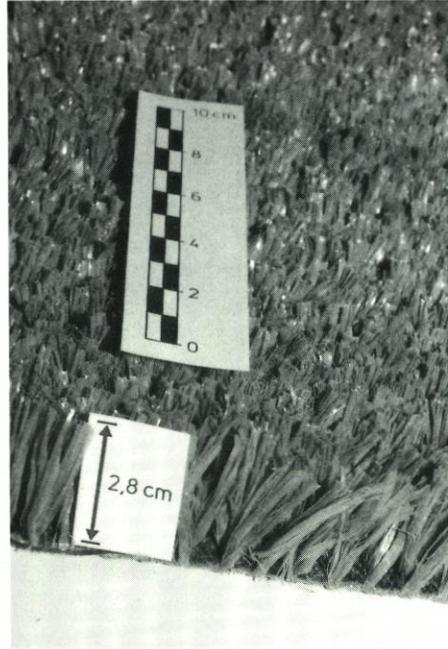
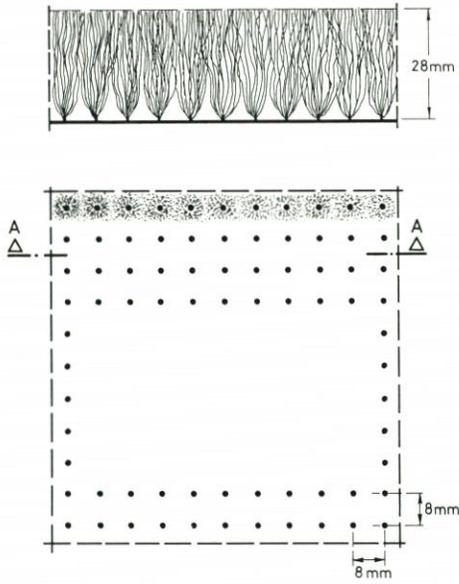


Abb. 20: Rauheit aus Kunstgras $h_g = 28 \text{ mm}$

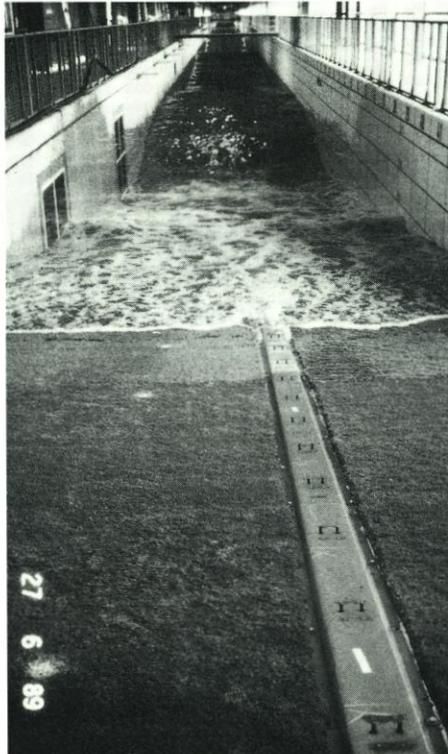


Abb. 21: Böschung $\tan \alpha = 1:6$ mit Kunstgras unter Wellenbelastung

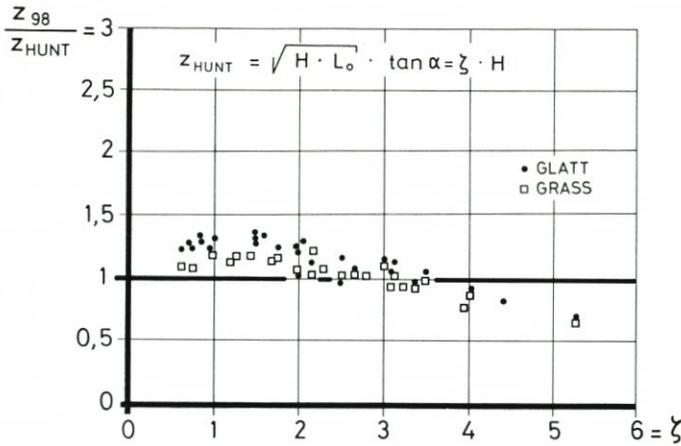


Abb. 22: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Wirkung der Grasrauheit: Gegenüberstellung der Verhältniszerte z_{98}/z_{HUNT} als Funktion der Iribarren-Zahl ζ bei glatter und bei grasrauer Böschung

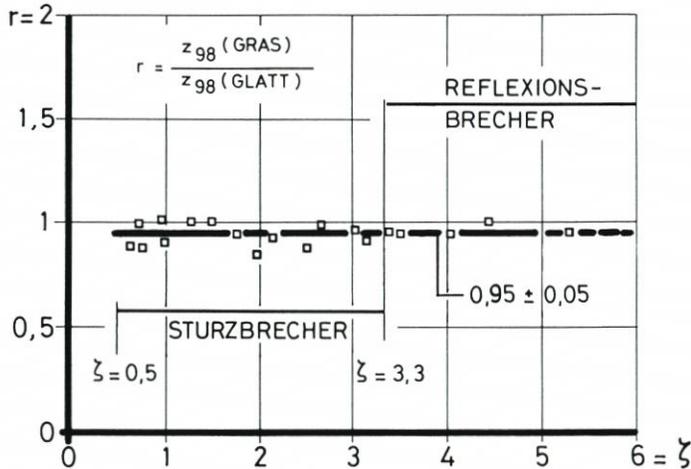


Abb. 23: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Reduktionsfaktor $r = z_{98}(\text{Gras})/z_{98}(\text{glatt})$ in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ

Mittelwert $r = 0,95 \pm 0,05$

mit 0,05 als Standardabweichung genähert werden.

Bereits bei SCHIFF (1974) war geäußert worden, daß sich eine durch Beweidung kurzgeschorene Grasnarbe in ihrem hydromechanischen Verhalten nicht wesentlich von der einer glatten Beton- oder Asphaltbetonböschung unterscheiden wird; dies wird durch die hier vorgelegten Versuchsergebnisse für einen großen Bereich der Brecherkennzahlen bestätigt; mit $r = 0,95 \pm 0,05$ schließt die obere Grenze der Streuung unmittelbar an den Wert $r = 1$ entsprechend der glatten Böschung an. Dieser Versuch zeigt zugleich, daß weitere Versuche mit kürzerer Halmlänge unnötig sind, weil der r -Wert hier nur noch näher an $r = 1$ heranrücken würde; aber auch bei längeren Halmlängen sind keine wesentlichen Veränderun-

gen der Wellenauflaufhöhen zu erwarten. Mit Rücksicht auf diese Streuungen nach Abb. 23 kann für die Praxis gefolgert werden, daß die Wellenauflaufwerte für eine glatte Böschung ebenso – mit einer gewissen Sicherheit nach Abb. 23 – für eine grasraue Böschung verwendet werden können; betont werden muß, daß dieses nur für eine Wellenbelastung gilt, die vorwiegend durch reguläre Wellen beschrieben werden kann (vgl. Abschnitt 5).

Auf Abb. 24 ist das Streumaß z_{98}/z_{50} als $f(\zeta)$ aufgetragen; die Meßwerte folgen einer Funktion, die mit der für die glatte Böschung auf Abb. 19 nahezu übereinstimmt; der Mittelwert für die ζ -Werte > 3 (Reflexionsbrecher) liegt hier bei $z_{98}/z_{50} = 1,04 \pm 0,02$ und ist damit mit dem für eine glatte Böschung (1,05 nach Abb. 19) nahezu identisch.

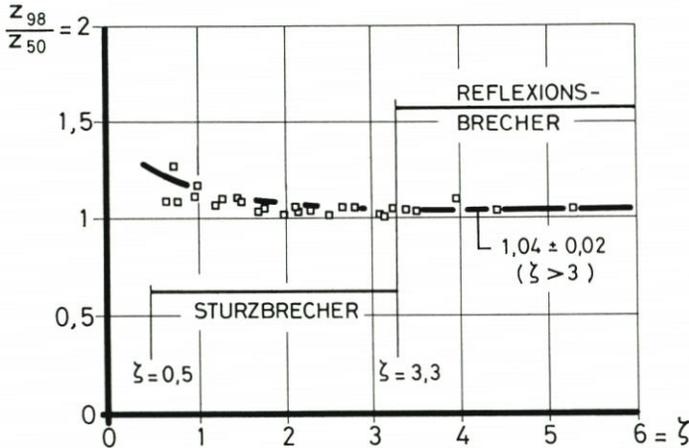


Abb. 24: Reguläre Wellen, Grasböschung mit $\tan \alpha = 1:6$; Streumaß z_{98}/z_{50} in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ

4.3 Böschung mit Betonblöcken

Mit Rücksicht auf die beschränkte zeitliche Verfügbarkeit des Grossen Wellenkanals konnten die Versuche mit künstlichen Rauheiten mit nur einer Rauheit aus Betonblöcken durchgeführt werden, deren Abmessungen und Anordnungen aus Abb. 25 hervorgehen; diese Blöcke wurden unmittelbar auf die Asphaltbetonböschung (Abb. 11 und 12) aufgeklebt. Die Wahl der Höhe der Blöcke mit $b = 14$ cm folgt aus den Modellversuchen (Wellen bis zu 30 cm Höhe) von FRANZIUS (1965), nach denen Blockhöhen von mehr als $0,1 H$ keine wesentlichen Verminderungen der Wellenauflaufhöhen ergeben; der gegenseitige Kantenabstand von $4 a$ ($a =$ Blocklänge und -breite = 16 cm) liegt im Optimalbereich nach Jelgershuis Swildens (bei SCHIJF, 1974); es handelt sich um Blockgrößen und -anordnungen, wie sie mit ähnlichen Abmessungen vielfach an Deckwerken und Deichen der deutschen Nord- und Ostseeküste anzutreffen sind. Die Blöcke wurden auf der Versuchsböschung nur oberhalb des Ruhewasserspiegels eingebaut (vgl. FRANZIUS, 1965).

Abb. 26 zeigt diese Böschung mit brechenden und auflaufenden Wellen. Sowohl beim Wellenauflauf als auch besonders beim Wellenablauf konnte ein deutlicher Unterschied gegenüber den beiden Böschungen mit Asphaltbeton und Kunstgras festgestellt werden, weil die Schwallbewegungen hier deutlich mit Spritzeffekten und augenblicklichem Wechsel

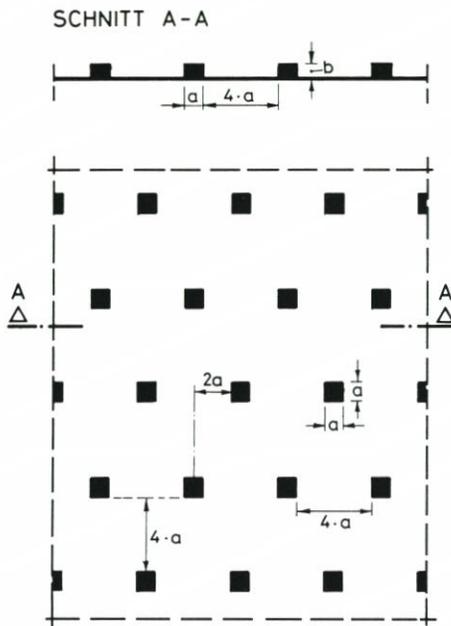


Abb. 25: Rauheit aus Betonblöcken (Kantenlänge $a = 16$ cm, Höhe $b = 14$ cm, Kantenabstand $4 a = 64$ cm)



Abb. 26: Böschung $\tan \alpha = 1 : 6$ mit Betonblöcken unter Wellenbelastung

zwischen Strömen und Schießen durch die Blöcke gestört wurden (Detail beim Wellenablauf siehe Abb. 26 oben).

Trotz dieser deutlichen optischen Unterschiede ist die Wirkung dieser Blockrauheit nur als mäßig zu bezeichnen, wie Abb. 27 (z_{98}/z_{HUNT} als $f(\zeta)$ für glatte und blockraue Böschung) und insbesondere Abb. 28 zeigen, wo der Reduktionsfaktor r hier als $z_{98}(\text{Betonblöcke})/z_{98}(\text{glatt})$ über die Iribarren-Zahl ζ aufgetragen ist. Es zeichnet sich hier zwar eine leichte Abnahme des Reduktionsfaktors bei größeren ζ -Zahlen ab, was bei dem hier vorherrschenden Reflexionsbrecher durch die Zunahme der Reibungslänge verständlich ist; dennoch können auch hier alle ζ -Werte mit genügender Genauigkeit die Meßergebnisse durch einen Mittelwert

$$r = 0,88 \pm 0,06$$

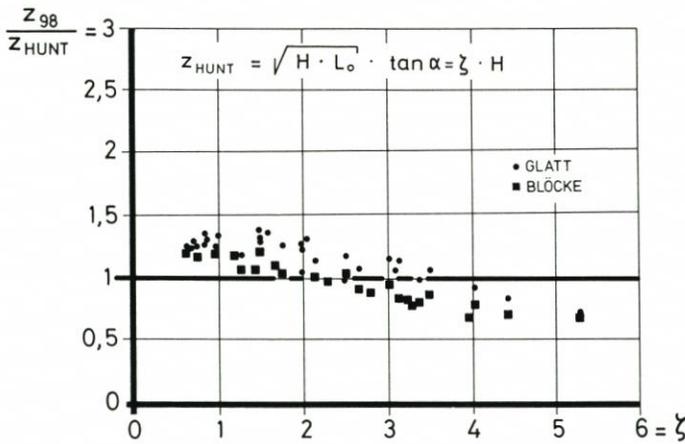


Abb. 27: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Wirkung der Betonblöcke: Gegenüberstellung der Verhältniszerte z_{98}/z_{HUNT} als Funktion der Iribarren-Zahl ζ bei glatter Böschung und bei der Böschung mit Betonblöcken

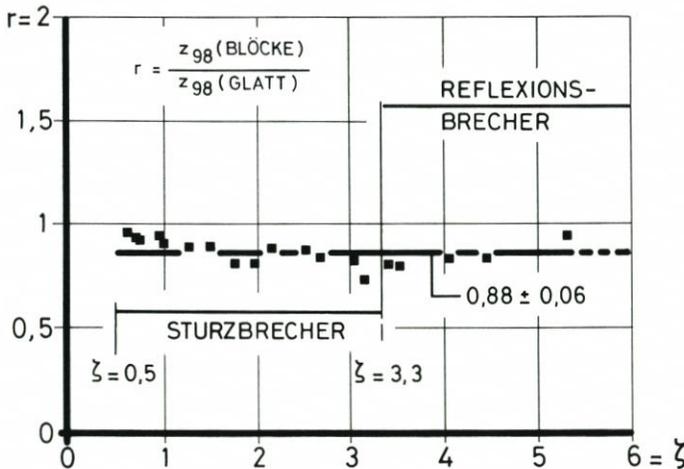


Abb. 28: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Reduktionsfaktor $r = z_{98}(\text{Betonblöcke})/z_{98}(\text{glatt})$ in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ

genähert werden, was einer mittleren Abnahme der Wellenauflaufhöhen in einer Größenordnung von nur rd. 10 % entspricht.

Wie Abb. 29 zeigt, verhält sich auch das Streumaß z_{98}/z_{50} in seiner Abhängigkeit von den ζ -Werten sowohl qualitativ als auch quantitativ nicht anders als bei glatter (Abb. 19) oder grasrauer Böschung (Abb. 24), der Mittelwert für $\zeta > 3$ liegt hier bei $z_{98}/z_{50} = 1,05 \pm 0,02$ (Abb. 29).

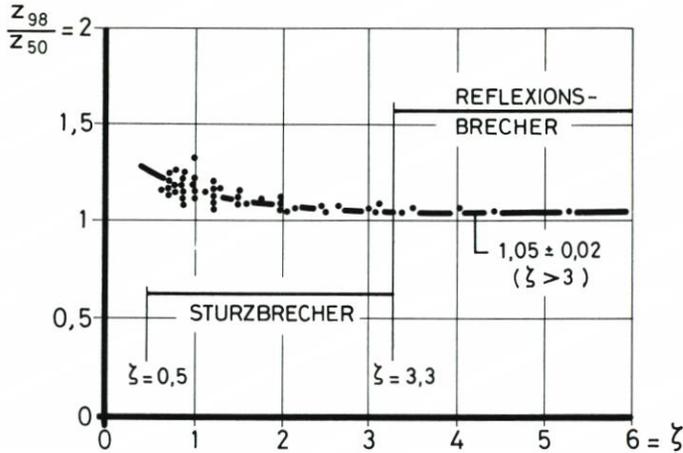


Abb. 29: Reguläre Wellen, Böschung $\tan \alpha = 1:6$ mit Betonblöcken: Streumaß z_{98}/z_{50} in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ

4.4 Wirkung der Rauheiten bei regulären Wellen

In Gegenüberstellung zu Abb. 9 sind auf Abb. 30 für eine Versuchsreihe ($H = 1,15 \text{ m}$, $T = 11,0 \text{ s}$, $\zeta = 2,14$) die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Wellenauflaufhöhen bei den drei verschiedenen Böschungsrauheiten der erzeugten Welle gegenübergestellt. Es geht aus Abb. 30 hervor, daß im ganzen Bereich der Wahrscheinlichkeiten – mit einzelnen Abweichungen –

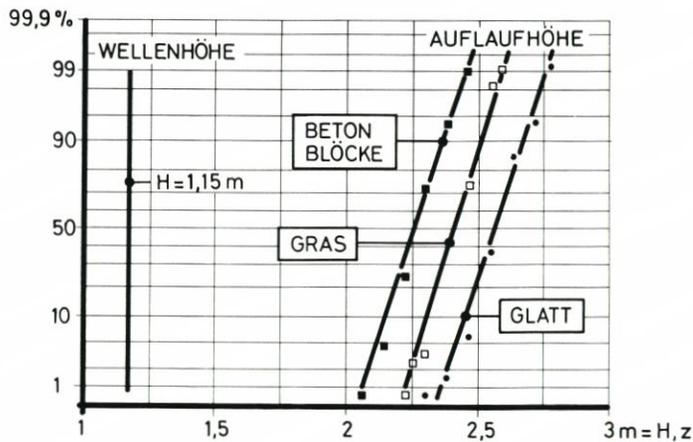


Abb. 30: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Wellenaufläufe z bei glatter Böschung (= Asphaltbeton), grasrauer Böschung und bei der Böschung mit Betonblöcken (links: Erzeugte Wellenhöhen)

überall die Wirkung der Rauheiten annähernd gleichmäßig ist; auch im Bereich der seltenen Ereignisse (in dem z_{98} liegt) ist die Wirkung der Rauheit von ungefähr gleicher Größe wie im übrigen Bereich.

Abb. 31 zeigt noch einmal zusammenfassend (vgl. Abb. 23 und Abb. 28) die Abhängigkeit der Reduktionsfaktoren r von der Brecherkennzahl ζ (Abb. 31 oben) und von der Wellenperiode T (Abb. 31 unten); wie bereits erwähnt, können die Reduktionsfaktoren im

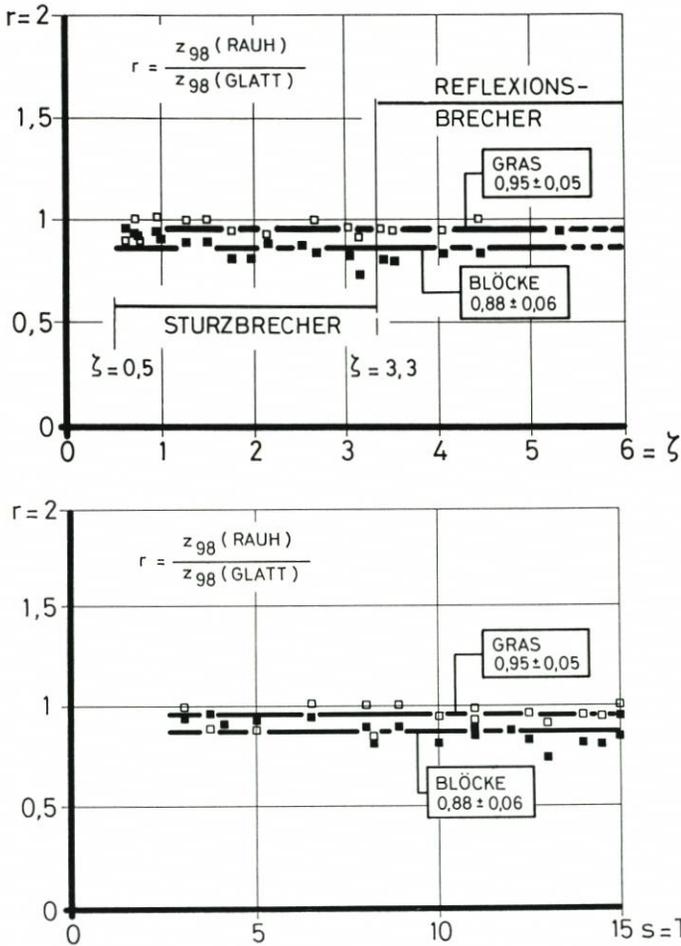


Abb. 31: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : 6$: Gegenüberstellung der Reduktionsfaktoren r bei grasrauhem Böschung und bei der Böschung mit Betonblöcken (oben: r als $f(\zeta)$, unten: r als $f(T)$)

Bereich der untersuchten ζ -Werte als annähernd konstant bewertet werden; nur bei genauerer Hinsicht kann bei den Betonblöcken eine leichte Zunahme des Reduktionsfaktors r mit der Wellenperiode bemerkt werden. Dabei bleiben die Streumaße z_{98}/z_{50} bei allen drei Rauheiten annähernd gleich in ihrer Abhängigkeit von der Brecherkennzahl, wie es zusammenfassend (aus Abb. 19, 24 und 29) Abb. 32 zeigt; im Sturzbrecherbereich ist eine gewisse Zunahme festzustellen, während im Bereich der Reflexionsbrecher die Werte asymptotisch auf einen konstanten Wert um 1,05 fallen.

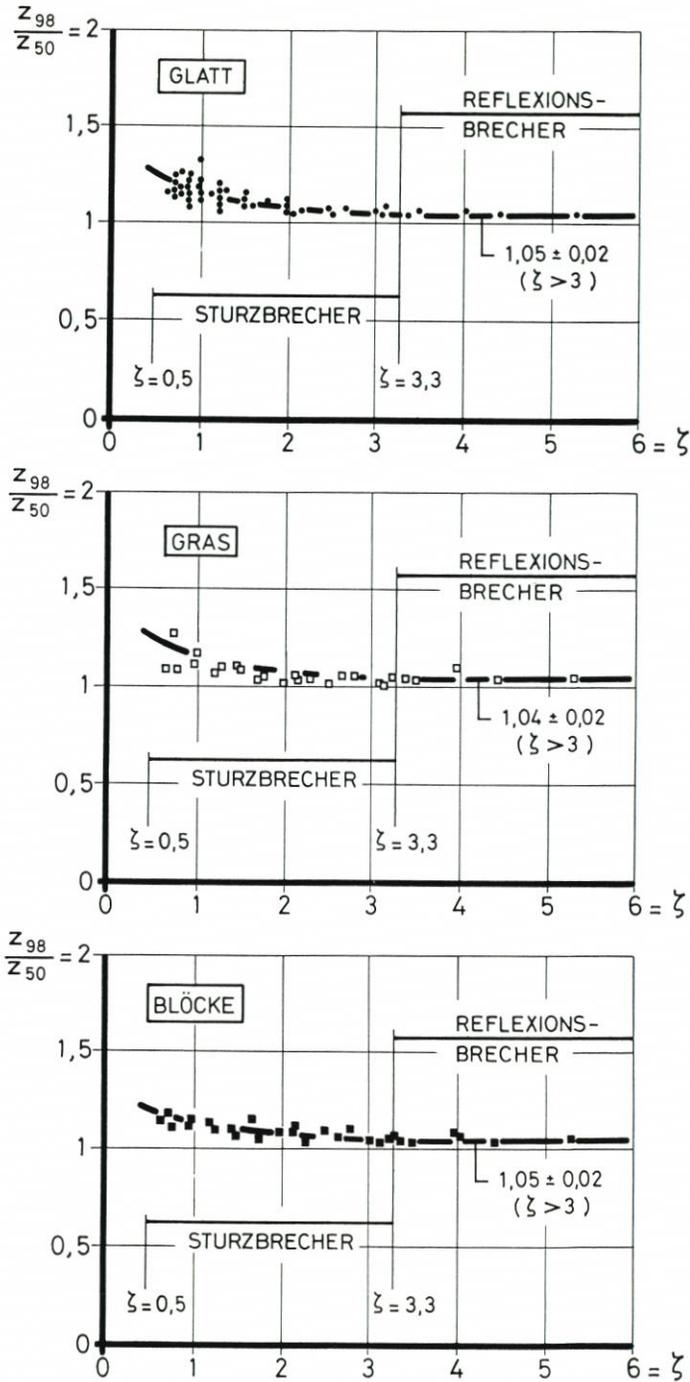


Abb. 32: Reguläre Wellen, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : 6$: Gegenüberstellung der Streumaße z_{98}/z_{50} in Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ
 oben: Glatte Böschung (Asphaltbeton nach Abb. 11). Mitte: Grasböschung (Kunstgras nach Abb. 20). Unten: Böschung mit Betonblöcken nach Abb. 25

5. Versuchsergebnisse für Wellenspektren

5.1 Erzeugung und Auswertung der Wellenspektren

Für eine erste Untersuchung des Einflusses der spektralen Eigenschaften des natürlichen Seeganges auf den Wellenaufbau wurden aus der Vielzahl der bekannten theoretischen Wellenspektren Pierson-Moskowitz-Spektren verwendet. Die der Steuerung der Wellenmaschine zugrunde liegende Energiedichtefunktion in dimensionsloser Form

$$\begin{aligned} S/S_{\max} &= f(\omega/\omega_p) \\ \text{mit } S &= \text{Energiedichte in } \text{m}^2 \cdot \text{s} \\ \omega &= \text{Frequenz in } 1/\text{s} \\ \omega_p &= \text{Peakfrequenz } (\omega_p = 1/T_p) \\ \text{mit } T_p &= \text{Peakperiode} \end{aligned}$$

ist auf Abb. 33 eingetragen. Die große Anzahl natürlicher Seegangsspektren im Küstenvorfeld (vgl. z. B. NIEMEYER, 1985) kann nur idealisiert wiedergegeben werden.

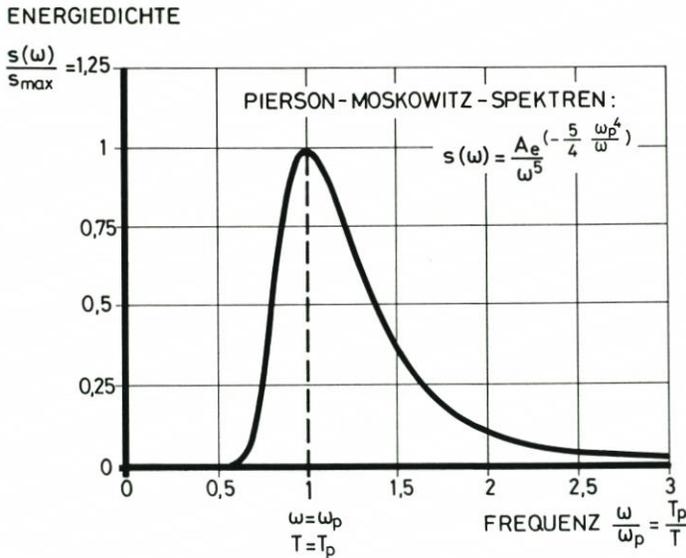


Abb. 33: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschung $\tan \alpha = 1:6$

Als Wellenparameter werden, wie bei den regulären Wellen, die Parameter der erzeugten Maschinenwelle verwendet. Die Iribarren-Zahl ζ_p wird dabei aus der Peakperiode T_p und der zugehörigen signifikanten Wellenhöhe H_s berechnet. Bei Peakperioden von $T_p = 5$ s bis $T_p = 10$ s wurden an der 1:6 geneigten Deichböschung durch die entsprechende Wahl von H_s Iribarren-Zahlen von $\zeta_p = 1$ bis $\zeta_p = 2,5$ untersucht.

Das Verhältnis der erzeugten Wellenhöhen H_s und der aus der Zeitreihe ermittelten signifikanten Wellenhöhe H_{sF} am Deichfuß beträgt für die untersuchten 11 Pierson-Moskowitz-Spektren:

$$H_s/H_{sF} = 1,02 \pm 0,03$$

und liegt damit in dem Bereich des Verhältnisses von H/H_F bei regulären Wellen (vgl. Abb. 10 oben).

Die Wellenauflaufhöhen z wurden, wie in Abschnitt 3 beschrieben, auf der Grundlage des "trough to trough"-Verfahrens ermittelt. Anders als bei regulären Wellen ist bei Wellenspektren infolge der Überlagerung einzelner Wellenaufläufe die Zahl der Aufläufe im allgemeinen geringer als die Wellenzahl. Das Verhältnis aus der Anzahl der Aufläufe und der Anzahl der Wellen nimmt hierbei mit größer werdender *Iribarren*-Zahl ebenfalls zu (vgl. auch MASE, 1988).

Auf Abb. 34 ist ein Beispiel der Verteilung der Wellenhöhen am Deichfuß (links) und der Verteilung der Wellenaufläufe (rechts) für ein *Pierson-Moskowitz*-Spektrum mit $H_s = 1,2$ m und $T_p = 8,0$ s eingetragen (vgl. Abb. 9).

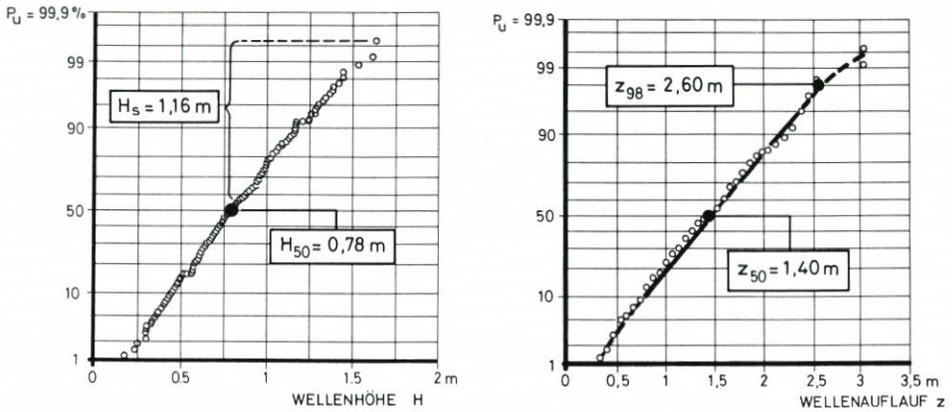


Abb. 34: *Pierson-Moskowitz*-Spektrum, Böschung $\tan \alpha = 1:6$: Auswertung von H_{50} und H_s sowie von z_{50} und z_{98}

5.2 Wellenspektren auf glatter Böschung

Entsprechend Abb. 13 bis 16 sind auf Abb. 35 bis 38 die gemessenen Wellenauflaufhöhen z_{98} der 11 Spektren denen der Werte bei regulären Wellen gegenübergestellt. Auf Abb. 35 ist $z_{98}/z_{WASSING}$ in Abhängigkeit von der *Iribarren*-Zahl ζ bzw. ζ_p auf Abb. 36 von der Wellenperiode T dargestellt, entsprechend zeigen Abb. 37 die Werte z_{98}/z_{HUNT} in Abhängigkeit von ζ bzw. ζ_p auf Abb. 38 diejenige von der Wellenperiode T . Wie es auch theoretisch begründet ist (vgl. z. B. BATTJES, 1971), liegen die Meßwerte der Spektren durchweg höher als die der regulären Wellen. Sehr deutlich geht aber dabei aus Abb. 37 und Abb. 38 hervor, daß mit zunehmenden ζ -Werten bzw. Wellenperioden diese Differenz deutlich abnimmt. Die größeren Abweichungen treten bei $\zeta_p \cong 1$ auf, wo der Meßwert das 1,7fache des nach HUNT berechneten Wertes annimmt (Abb. 37).

5.3 Vergleich mit der Gras- und der Betonblockböschung

Auf Abb. 39 sind für einen speziellen Versuch ($H_s = 0,75$ m, $T_p = 9,0$ s, $\zeta_p = 2,16$) die Wellenauflaufspektren wie auf Abb. 30 dem Spektrum der erzeugten Wellenhöhen gegenübergestellt. Die drei Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Wellenauflaufhöhen für die drei Rau-

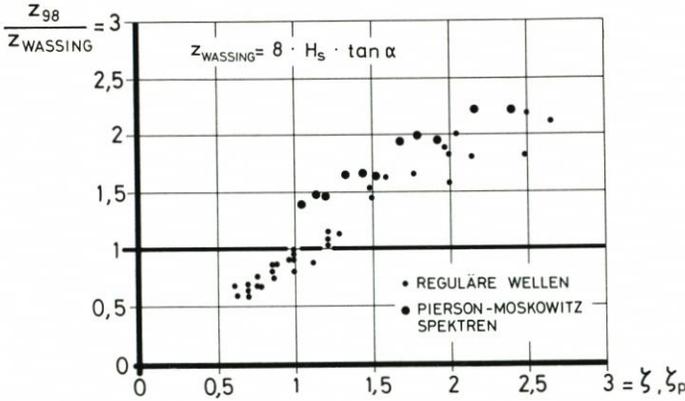


Abb. 35: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Verhältniswerte $z_{98}/z_{WASSING}$ von Spektren und regulären Wellen; Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ bzw. ζ_p

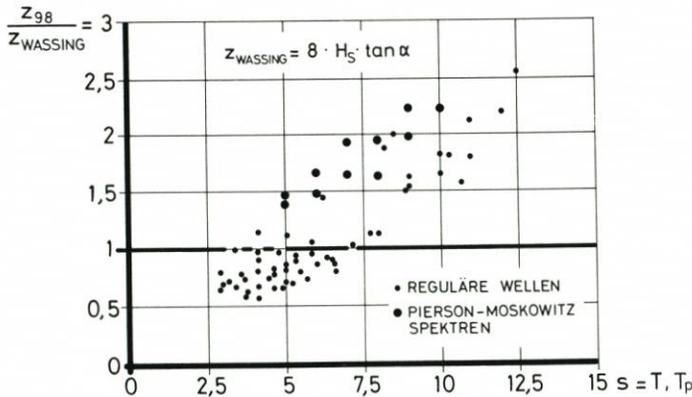


Abb. 36: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Verhältniswerte $z_{98}/z_{WASSING}$ von Spektren und regulären Wellen; Abhängigkeit von der Wellenperiode T bzw. T_p

heiten zeigen hier gegenüber den regulären Wellen (vgl. Abb. 30) einen abweichenden Verlauf insofern, als hier die größten Unterschiede im Bereich der seltenen Ereignisse (oder kleinen Wahrscheinlichkeiten) auftreten, was sich stark auf den Bemessungswert z_{98} auswirkt.

In den folgenden Abb. 40 bis 43 sind die Meßwerte für die Böschungsrauheiten den rechnerischen Werten von WASSING (Abb. 40 und 41) und denen von HUNT (Abb. 42 und 43) einmal in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ζ_p und zum anderen von der Wellenperiode T_p dargestellt. Bei der Gegenüberstellung der Meßwerte mit den Formeln von WASSING ergeben sich dabei immer monoton steigende, bei der Gegenüberstellung mit HUNT monoton fallende Kurven, wobei die Abhängigkeit bei HUNT nicht so stark wie bei WASSING ist. Auch hier können die Reduktionsfaktoren $z_{98}(\text{Gras})/z_{98}(\text{glatt})$ bzw. $z_{98}(\text{Betonblöcke})/z_{98}(\text{glatt})$ in Abhängigkeit von den ζ_p -Werten angegeben werden; sie sind als Funktion von ζ_p auf Abb. 44 aufgetragen. Wie bei den regulären Wellen ist hier ebenfalls keine systematische Abhängigkeit der Reduktionsfaktoren von der ζ -Zahl vorhanden; die Gegenüberstellung mit den entsprechenden r -Werten der regulären Wellen zeigt aber, daß hier bei den Wellenspektren eine

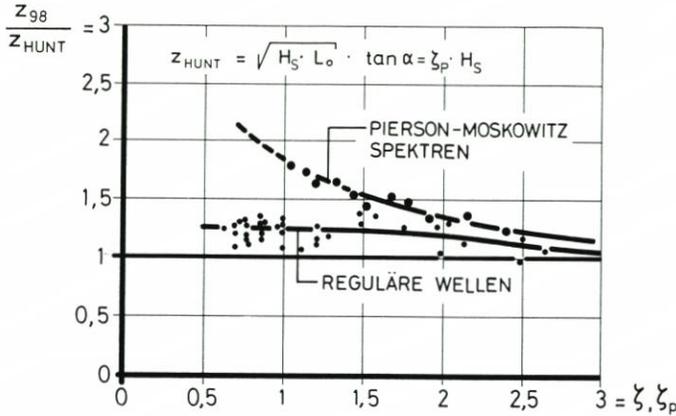


Abb. 37: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Verhältniszerte z_{98}/z_{HUNT} von Spektren und regulären Wellen; Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ bzw. ζ_p

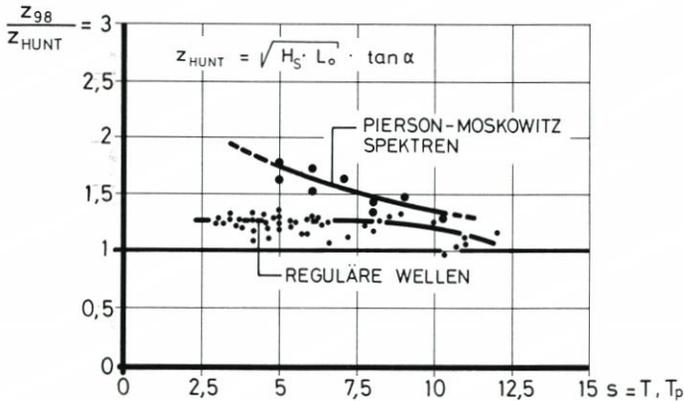


Abb. 38: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschung glatt (= Asphaltbeton) mit $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Verhältniszerte z_{98}/z_{HUNT} ; Abhängigkeit von der Wellenperiode T bzw. t_p

wesentlich stärkere Wirkung der Rauheiten festgestellt werden kann (Gras $r = 0,95$ bei regulären Wellen gegen $0,87$ bei Wellenspektren, Betonblöcke $r = 0,88$ bei regulären Wellen gegen $0,75$ bei Spektren). Dies ist dadurch bedingt, daß, wie Abb. 39 zeigt, gerade im Bereich der hohen Wellenaufbauhöhen die Unterschiede der Aufbauhöhen am deutlichsten werden. Wie erwähnt, ist dieses auch physikalisch durchaus erklärbar: mit den Aufbauhöhen nehmen auch die Auflänglen auf der Böschung und damit die Reibungswirkungen der Rauheiten zu.

Auf Abb. 45 sind die Streumaße der drei Rauheiten bei den Spektren denen der regulären Wellen gegenübergestellt. Innerhalb der untersuchten ζ -Zahlen kann hier keine systematische Abhängigkeit der Streumaße z_{98}/z_{50} von der Brecherkennzahl ζ festgestellt werden; sie liegen bei der glatten Böschung um z_{98}/z_{50} ungefähr bei $1,90$, bei Gras bei etwa $1,65$ und bei den Betonblöcken um etwa $1,66$.

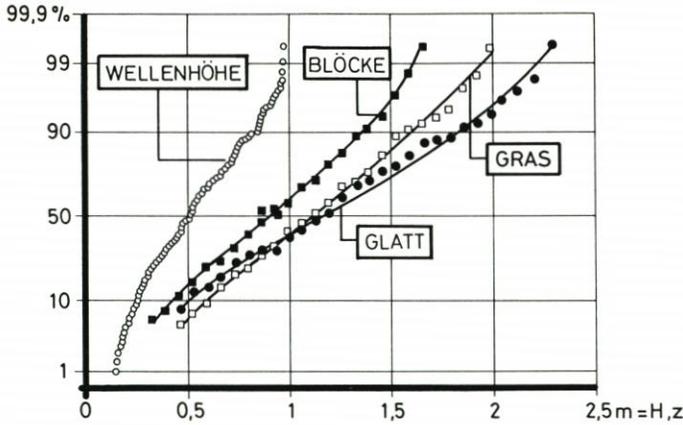


Abb. 39: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Wellenaufläufe z bei glatter Böschung (= Asphaltbeton), grasrauhem Böschung und der Böschung mit Betonblöcken (links: erzeugtes Wellenspektrum mit $H_s = 0,75$ m und $T_p = 9,0$ s)

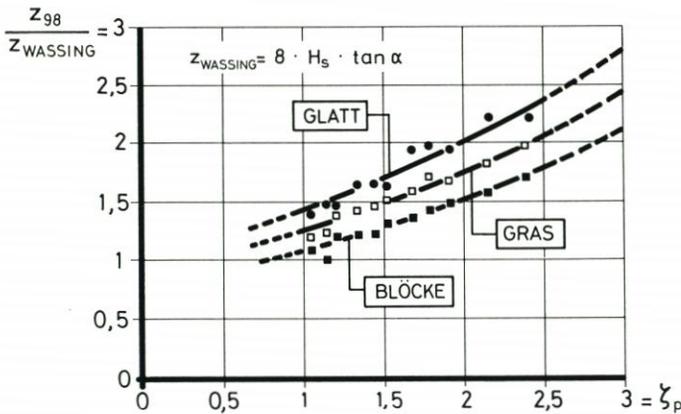


Abb. 40: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniswerte $z_{98}/z_{WASSING}$ bei den drei Böschungsrauheiten (glatt, Gras und Betonblöcke); Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ_p

6. Schlußbemerkung und Ausblick

Die Maßstabeffekte bei verkleinerten Modellen, die bei flachen Böschungs- und insbesondere bei Strandneigungen bekannt sind (vgl. z.B. STIVE, 1985), konnten wie bei den Asphaltbetonböschungen mit der Neigung 1:4 (FÜHRBÖTER, 1986) auch hier bei der glatten Böschung mit $\tan \alpha = 1:6$ nicht festgestellt werden. Dies zeigt der Vergleich mit den umfangreichen Modelluntersuchungen von TAUTENHAIN (1981) auf Abb. 46; hier wurde entsprechend TAUTENHAIN (1981) die Welle am Deichfuß H_F für die Berechnung von z_{HUNT} und von $\zeta = \zeta_F$ verwendet (vgl. Abb. 10). Die Versuchsböschung von TAUTENHAIN bestand aus Aluminium und kann daher auch bei kleinen Wellenhöhen (5 bis 40 cm) als hydraulisch glatt angesehen werden; aus Abb. 46 geht im Konstanzbereich für $\zeta_F \leq 2$ eine nahezu

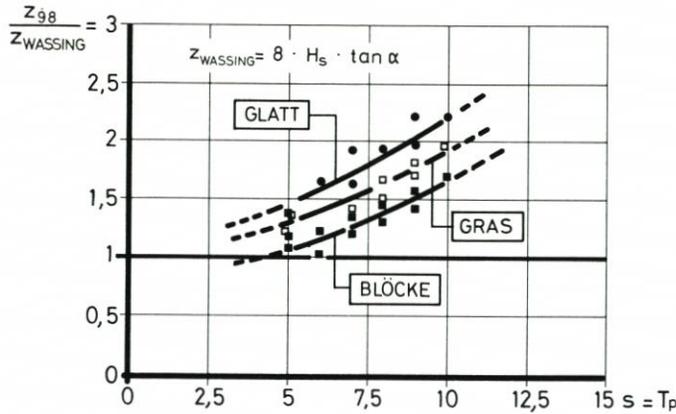


Abb. 41: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniszerte $z_{98}/z_{WASSING}$ bei den drei Böschungsrauheiten (glatt, Gras und Betonblöcke); Abhängigkeit von der Wellenperiode T_p

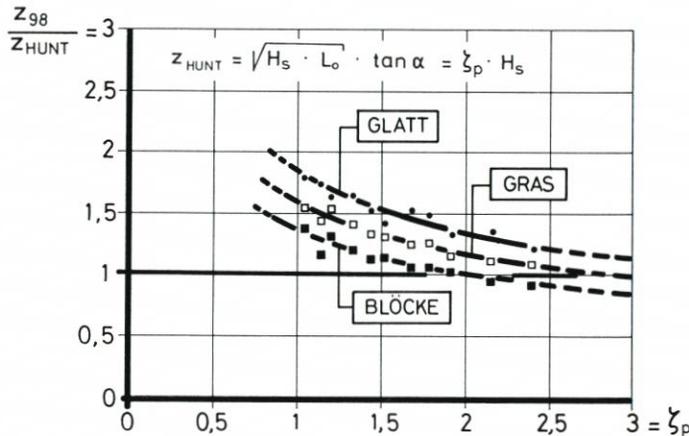


Abb. 42: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniszerte z_{98}/z_{HUNT} bei den drei Böschungsrauheiten (glatt, Gras und Betonblöcke); Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ_p

vollständige Übereinstimmung der Mittelwerte für z_{98}/z_{HUNT} von 1,25 (GWK, vgl. auch VINJÉ, 1972) gegenüber dem Wert von 1,22 hervor, der sich bei TAUTENHAIN (1981) aus dem Wert 1,1 für z_{50} und dem Streumaß von z_{98}/z_{50} von 1,11 ergibt. Nur im Bereich größerer ζ_F -Zahlen liegen die Ergebnisse des GWK etwas niedriger; dies geht auch aus einer Gegenüberstellung der Werte von BRUUN und GÜNBAK (1977) mit denen von TAUTENHAIN (1981) hervor.

Für die Praxis bedeutet dies, daß für den Wellenauflauf bei glatten oder nahezu glatten Deichböschungen Modellversuche in nicht zu kleinem Maßstab (mit Wellenhöhen um 30 cm) durchaus verwendbare Ergebnisse liefern können (vgl. auch FÜHRBÖTER, 1986). Zu gleichen Ergebnissen kommt WITTE (1989) bei einem Vergleich der CERC-Empfehlungen (Shore Protection Manual 1984) mit den Ergebnissen für die glatte Böschung $\tan \alpha = 1:6$ (Abschnitt 4.1) des Grossen Wellenkanals.

Bei der Grasrauheit können Maßstabeffekte mangels vergleichbarer Modelluntersuchun-

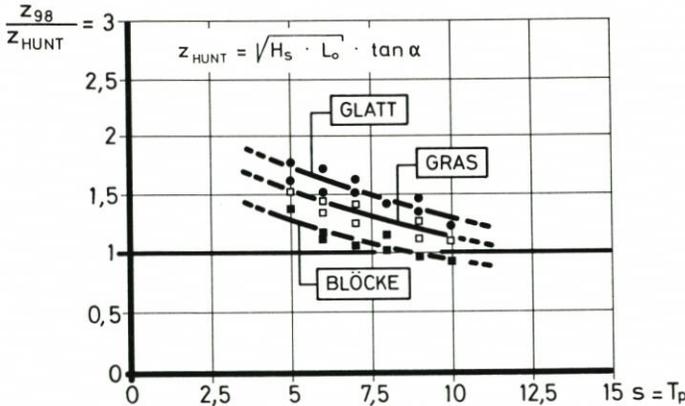


Abb. 43: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Verhältniswerte z_{98}/z_{HUNT} bei den drei Böschungsrauheiten (glatt, Gras und Betonblöcke); Abhängigkeit von der Wellenperiode T_p

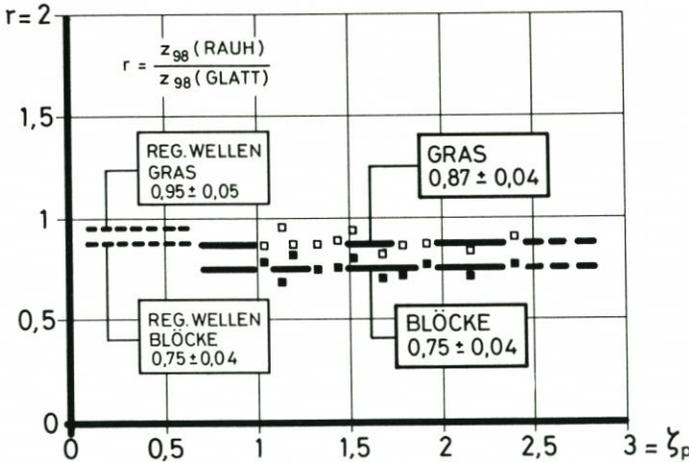


Abb. 44: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Reduktionsfaktoren $r = z_{98}(\text{Gras})/z_{98}(\text{glatt})$ und $r = z_{98}(\text{Betonblöcke})/z_{98}(\text{glatt})$ als Funktion der Iribarren-Zahl ζ_p

gen nicht untersucht werden; bei den Betonblöcken hat es aber den Anschein, daß im Naturmaßstab bei regulären Wellen eine geringere Wirksamkeit als im verkleinerten Modell vorhanden ist, wie aus einem Vergleich mit den Modelluntersuchungen von FRANZIUS (1965) hervorgeht. Hier müssen noch eingehende weitere Untersuchungen über diese für die Praxis wichtige Fragen durchgeführt werden, die hier mitgeteilten Ergebnisse können daher nur als erster Schritt gewertet werden.

Immerhin kann allgemein festgestellt werden, daß die Wirksamkeit der Rauheiten bei Spektren durchweg größer als bei regulären Wellen ist, was durch die Abnahme der Reduktionsfaktoren auf Abb. 44 ausgedrückt ist (reguläre Wellen: $r(\text{Gras}) = 0,95$ und $r(\text{Betonblöcke}) = 0,88$, Spektren: $r(\text{Gras}) = 0,87$ und $r(\text{Betonblöcke}) = 0,75$).

Ein Vergleich mit der Neigung $\tan \alpha = 1:4$ ist nur für die glatte Böschung (=Asphaltbeton) im Bereich der kleineren ζ -Werte möglich; hier zeigt sich eine Zunahme der Wellenaufbauhöhe z_{98} , die größer als das Verhältnis $z_{98}(\tan \alpha = 1:4)/z_{98}(\tan \alpha = 1:6)$ ist, das aus den

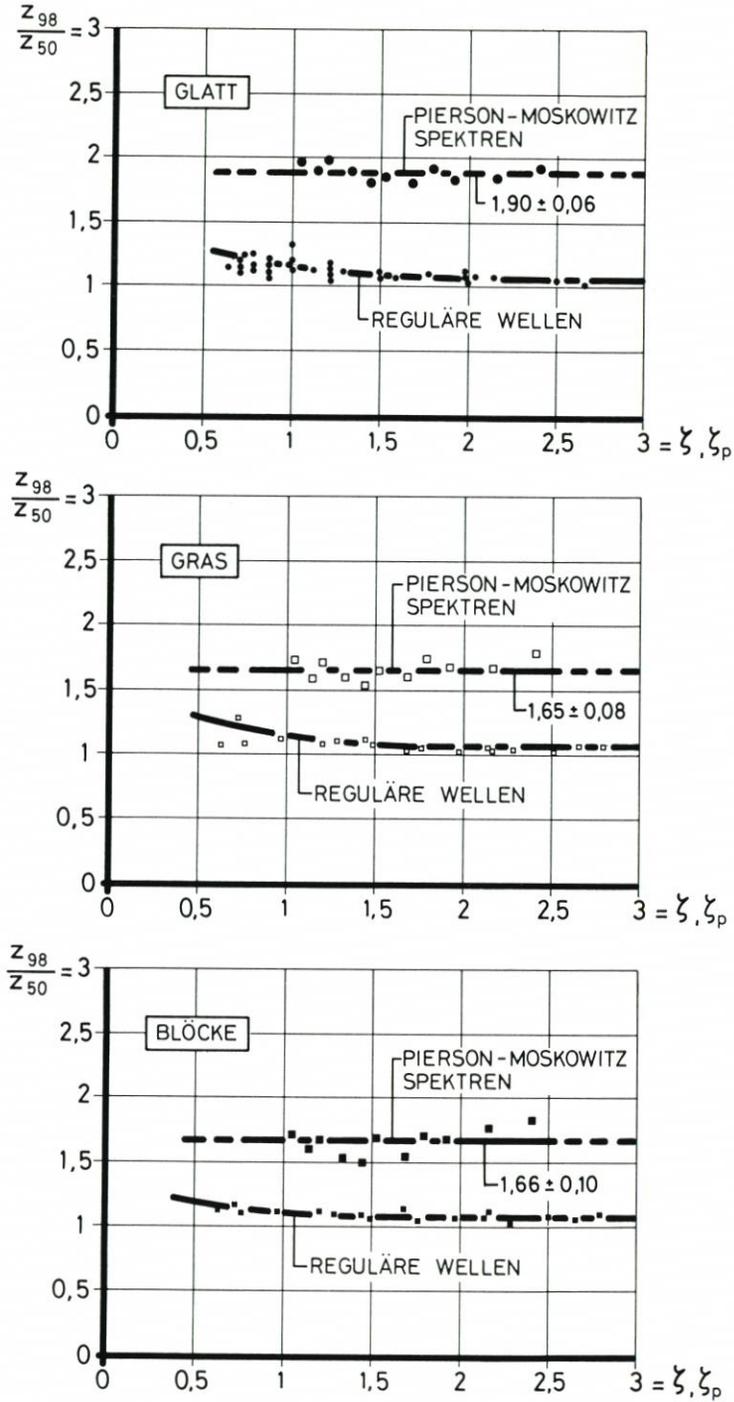


Abb. 45: Pierson-Moskowitz-Spektren, Böschungsneigung $\tan \alpha = 1:6$: Gegenüberstellung der Streumaße z_{98}/z_{50} der Wellenspektren und der regulären Wellen bei den drei Böschungsrauheiten (glatt, Gras und Betonblöcke); Abhängigkeit von der Iribarren-Zahl ζ bzw. ζ_p

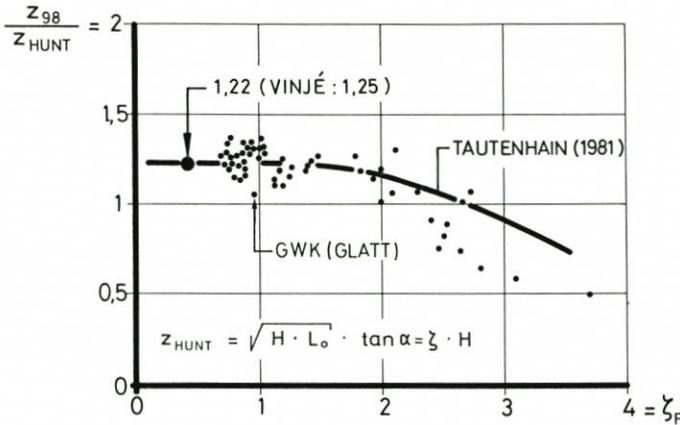


Abb. 46: Reguläre Wellen, Asphaltböschung mit $\tan \alpha = 1:6$: Vergleich der Wellenauflaufhöhen im Großen Wellenkanal mit den Ergebnissen der Modelluntersuchungen von TAUTENHAIN (1981)

Formeln sowohl von WASSING (1957) als auch von HUNT (1959) hervorgeht. Dies wurde auch in früheren niederländischen Modellversuchen festgestellt (bei SCHIJF, 1974), deren Ergebnisse auf Abb. 47 dargestellt sind; sie liegen hier um 8% (Faktor 1,08) höher, als es dem einfachen Verhältnis der $\tan \alpha$ -Werte entspricht; ähnliches gilt für die GWK-Versuche, wie die entsprechenden Streuungen auf Abb. 18 zeigen. Hier liegen die Ergebnisse der Formel von WASSING auf der sicheren Seite, solange die Wellenperioden unter $T \approx 6$ s liegen; für die Praxis wird hier empfohlen, sowohl nach der Formel von WASSING als auch nach der (von VINJÉ mit dem Faktor 1,25 korrigierten) Formel von HUNT zu rechnen und den jeweils größeren Wert für die Bemessung zu verwenden. Dies gilt sowohl für glatte Böschungen als auch für Böschungen mit Grasrauheiten; für Betonblöcke in einer Anordnung wie nach Abb. 25 kann ein Reduktionsfaktor von 0,88 oder rd. 0,9 verwendet werden.

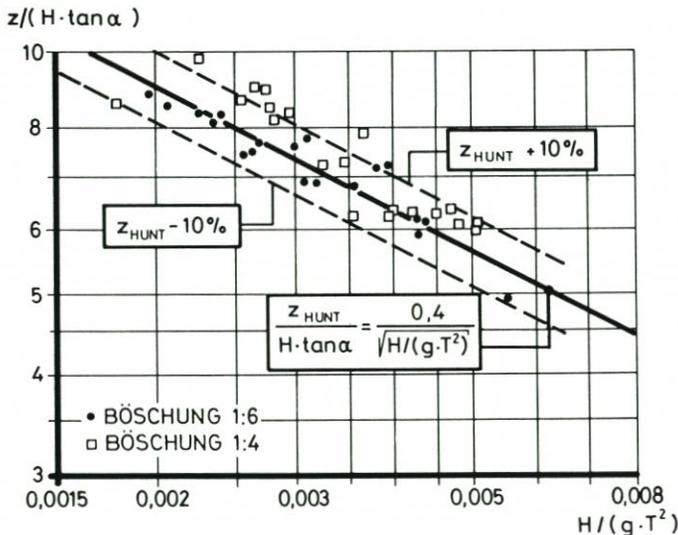


Abb. 47: Ergebnisse niederländischer Modellversuche (aus SCHIJF 1974) für glatte Böschungen mit $\tan \alpha = 1:4$ und $1:6$ bei regulären Wellen

Für reguläre Wellen und glatte oder grasraue Böschungen können die Versuchsergebnisse bei der hier untersuchten Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : n = 1 : 6$ in einem Bemessungsdiagramm zusammengefaßt werden (Abb. 48), in dem sowohl die Formel von WASSING

$$z_{98} = 8 \cdot H \cdot \tan \alpha$$

als auch die Formel von HUNT in einer korrigierten Fassung

$$z_{98} = k(\zeta) \cdot \sqrt{H \cdot L_o} \cdot \tan \alpha$$

verwendet wird, wobei die Korrekturfunktion

$$k(\zeta) = \frac{z_{98}}{z_{\text{HUNT}}}$$

unmittelbar aus der Ausgleichskurve der Versuchsergebnisse aus dem Grossen Wellenkanal auf Abb. 15 (als $f(\zeta)$) hervorgeht; für Werte von $\zeta \leq 1$ erreicht diese Funktion als Größtwert den konstanten Korrekturfaktor $k = 1,25$ nach VINJÉ (1972). Auf Abb. 48 ist der Wellenauflauf z_{98} als Funktion der Wellenperiode T mit der Wellenhöhe H als Parameter dargestellt; es hängt dabei von der Wellenhöhe H ab, in welchem Bereich die Formel von WASSING höhere Werte als die korrigierte Formel von HUNT ergibt; mit Hinblick auf die auf Abb. 18 dargestellten Versuchsergebnisse wird jeweils die auf der sicheren Seite liegende Bemessungsformel empfohlen.

Die Werte auf Abb. 48 können wiederum für eine Böschung mit Betonblöcken gemäß Abb. 25 mit dem Reduktionsfaktor $0,88 \sim 0,9$ nach Abb. 28 ermäßigt werden.

Bei den Wellenspektren sind die Unterschiede der Wellenaufbauhöhen bei den drei Rauheiten (glatt = Asphaltbeton, Gras und Betonblöcke) so groß, daß sie bei der Anwendung berücksichtigt werden sollten (vgl. Abb. 40 bis 43). Da bei den vorliegenden Untersuchungen die untersten Wellenperioden als Peakperioden T_p bei rd. 5 s liegen (Abb. 41 und 43), ist hier

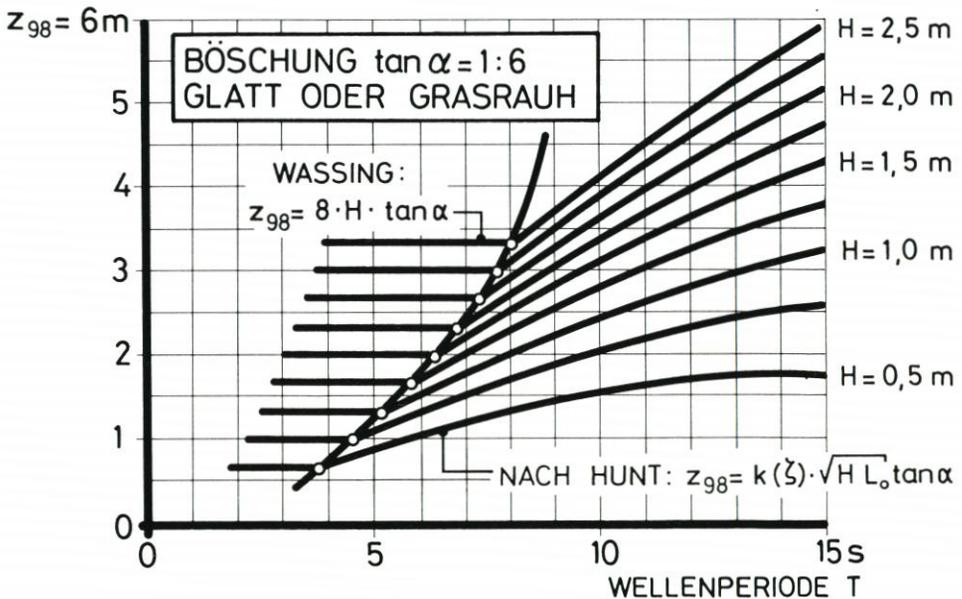


Abb. 48: Reguläre Wellen, Böschung glatt oder grasrauh mit $\tan \alpha = 1 : n = 1 : 6$: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse: Wellenaufbau z_{98} in Abhängigkeit von der Wellenperiode T und der Wellenhöhe H

ein Vergleich mit dem Konstanzbereich nach WASSING wie auf Abb. 48 nicht möglich. Für die Praxis kann aber empfohlen werden, entsprechend Abschnitt 5 mit der signifikanten Wellenhöhe H_s und der Peakperiode T_p wie folgt zu rechnen:

$$z_{98} \text{ nach HUNT} = k(\zeta_p) \cdot \sqrt{H_s \cdot L_o} \cdot \tan \alpha$$

$$\text{mit } L_o = \frac{g}{2\pi} \cdot T_p^2$$

und Brecherkennzahl

$$\zeta_p = \frac{1}{\sqrt{H_s/L_o}} \cdot \tan \alpha$$

ebenfalls mit

$$L_o = \frac{g}{2\pi} \cdot T_p^2$$

wobei die

Korrekturfunktionen $k(\zeta_p)$

für die drei Rauheiten unmittelbar aus Abb. 42 entnommen werden können; Abb. 42 vermittelt zugleich einen Eindruck von der Streuung der Meßwerte.

Für die glatte Böschung (=Asphaltbeton) ist diese Korrekturfunktion eine monoton fallende Kurve, die von $\approx 1,7$ bei $\zeta_p = 1$ auf $\approx 1,3$ bei $\zeta_p = 2,5$ fällt. Nach GRÜNE (1982) sind auf der folgenden Tafel Korrekturwerte aus Untersuchungen anderer Autoren zusammengestellt; der Wertevorrat der Messungen im Großen Wellenkanal deckt sich ungefähr mit dem von VAN OORSCHOOT und D'ANGREMOND sowie mit denen von BATTJES, während die Untersuchungen von TAUTENHAIN und GRÜNE höhere Werte ergeben. Es sei aber nochmals betont, daß die hier untersuchten Spektren nur einen kleinen Ausschnitt aus der Zahl der möglichen Spektren darstellen können und daß daher weitere Untersuchungen notwendig sind.

Korrekturwerte k für die Formel von HUNT von verschiedenen Autoren (nach GRÜNE, 1982)

Autor	Korrekturwert k für HUNT $z_{98} = k \cdot \sqrt{H \cdot L_o} \cdot \tan \alpha$
VAN OORSCHOOT und D'ANGREMOND (bei SCHIJF, 1974)	1,50 bis 1,93
BATTJES (1974)	1,49 bis 1,85
TAUTENHAIN (1981)	1,75 bis 2,16
GRÜNE (1982)	1,33 bis 2,86
G W K 1989	1,3 bis 1,7

Die wichtigsten Ergebnisse der Spektrenversuche können aber dahingehend zusammengefaßt werden, daß

- die Rauheit bei Spektren einen wesentlich größeren Einfluß auf die Wellenaufbauhöhe hat als bei regulären Wellen und
- daß mit zunehmender Peakperiode T_p die Wellenaufbauhöhen bei Spektren sich denen von regulären Wellen gleicher Perioden T nähern.

Es kann angenommen werden, daß diese Gesetzmäßigkeiten auch bei anderen Spektrentypen auftreten, jedoch muß auch diese Annahme in weiteren Untersuchungen geprüft werden.

7. Schriftenverzeichnis

- BATTJES, J. A.: Run-up Distributions of Waves Breaking on Slopes. Proc. ASCE, Vol. 97, No. WW1, 1971.
- BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proc. 14th Coastal Eng. Conf. Copenhagen, 1974.
- BATTJES, J. A. u. ROOS, A.: Characteristics of Flow in Run-up of Periodic Waves. Report No. 75-3, Delft University of Technology, 1975.
- BRUUN, P. u. GÜNBAK, A. R.: Stability of sloping structures in relation to $\zeta = \tan \alpha / \sqrt{H/L_0}$ risk criteria in design. Coastal Engineering, Vol. 1, No. 4, 1977.
- CERC: Shore Protection Manual. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.
- ERCHINGER, H.-F.: Küsteningenieurwesen. In: BRETSCHNEIDER, H., LECHER, K. und SCHMIDT, M. Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1982.
- FRANZIUS, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. Franzius-Institut der Techn. Universität Hannover, H. 25, 1965.
- FÜHRBÖTER, A.: Über die Bedeutung des Lufteinschlages für die Energieumwandlung in Brandungszonen. Die Küste, H. 21, 1971.
- FÜHRBÖTER, A.: Die Forschungseinrichtung „Großer Wellenkanal“ (Hannover) und ihre Aufgaben. Intermaritec '82 Hamburg, 1982.
- FÜHRBÖTER, A.: Model and Prototype Tests for Wave Impact and Run-up on an Uniform 1:4 Slope. Coastal Engineering, Elsevier Science Vol. 10, 1986.
- FÜHRBÖTER, A. u. SPARBOOM, U.: Full-Scale Wave Attack of Uniformly Sloping Sea Dykes. Proc. 21st Coastal Eng. Conf. Torremolinos, 1988.
- GALVIN, C. J.: Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches. Journal Geoph. Res. Vol. 73, No. 12, 1968.
- GRÜNE, J.: Wave Run-up Caused by Natural Storm Surge Waves. Proc. 18th Coastal Eng. Conf., Kapstadt, 1982.
- GRÜNE, J. und FÜHRBÖTER, A.: A Large Wave Channel for Full Scale-Modeling of Wave Dynamics in Surf Zones. Proc. Intern. Symposium on Modeling Techniques, Vol. I, San Francisco, 1975.
- HUNT, I. A.: Design for Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, Vol. 85, No. WW3, 1959.
- Küstenausschuß Nord- und Ostsee: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jahrgang 10, H. 1, 1962.
- MASE, H.: Spectral characteristics of random wave run-up. Coastal Engineering, Vol. 12, No. 2, 1988.
- NIELSEN, P.: Wave setup and runup: An integrated approach. Coastal Engineering, Vol. 13, 1989.
- NIEMEYER, H. D.: Ausbreitung und Dämpfung des Seegangs im See- und Wattgebiet von Norderney. Niedersächsisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Forschungsstelle Küste, Jahresbericht 1985, Band 37, 1986.
- OORSCHOT, J. H. van u. D'ARGREMONT, K.: The Effect of Wave Spectra on Wave Run-up. Proc. 10th Coastal Eng. Conf., London, 1968.
- SAVILLE, T. J. R.: Wave Run-up on Composite Slopes. Proc. 6th Coastal Eng. Conf., 1957.
- SCHIJF, J. B. (Ed.): Wave Run-up and Overtopping. Technical advisory committee on protection against inundation, The Hague, 1974.
- STIVE, M. J. F.: A Scale Comparison of Waves Breaking on a Beach. Coastal Engineering, Vol. 9, 1985.
- TAUTENHAIN, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus. Mitt. Franzius-Institut der Techn. Univ. Hannover, H. 53, 1981.
- VINJÉ, J. J.: Investigations for Coastal Protection with concrete Mats. North Sea Coastal Engineering Group, 1972.
- WASSING, F.: Model investigations of wave Run-up carried out in the Netherlands during the last twenty years. Proc. 6th Conf. on Coastal Eng., Gainesville, Florida, USA, 1957.
- WITTE, H.-H.: Vergleich der Ergebnisse großmaßstäblicher Untersuchungen zum Wellenauflauf mit den Empfehlungen des Shore Protection Manuals. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Univ. Braunschweig, 1989.
- WITTE, H.-H. u. RIEKMANN, U.: Ein Verfahren zur Ermittlung der Wellenauflaufgeschwindigkeiten an Böschungen. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Univ. Braunschweig, H. 98, 1987.

8. Anhang: Meßergebnisse in Tafelform

8.1 Meßergebnisse der glatten Böschung (Asphaltbeton) für reguläre Wellen (zu Abschnitt 4.1)

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			WASSING		HUNT	
ζ	H	T	N	Z ₅₀	Z ₉₈	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	Z _{WASSING}	$\frac{Z_{98}}{Z_{WASSING}}$	Z _{HUNT}	$\frac{Z_{98}}{Z_{HUNT}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	m	-
0.63	1.50	3.70	112	1.02	1.17	1.15	2.00	0.59	0.94	1.24
0.70	0.75	2.91	211	0.56	0.65	1.16	1.00	0.65	0.52	1.24
0.70	1.25	3.76	212	0.94	1.05	1.12	1.67	0.63	0.88	1.20
0.70	1.25	3.76	208	0.92	1.05	1.14	1.67	0.63	0.88	1.20
0.70	1.50	4.12	227	0.99	1.15	1.16	2.00	0.58	1.05	1.09
0.70	2.00	4.76	211	1.42	1.70	1.20	2.67	0.64	1.40	1.21
0.70	1.00	3.37	222	0.79	0.89	1.13	1.33	0.67	0.70	1.27
0.72	0.75	3.00	118	0.56	0.70	1.25	1.00	0.70	0.54	1.29
0.76	1.90	5.00	108	1.56	1.79	1.15	2.53	0.71	1.44	1.25
0.76	1.50	4.45	214	1.20	1.49	1.24	2.00	0.75	1.14	1.31
0.77	0.75	3.19	212	0.62	0.72	1.16	1.00	0.72	0.58	1.25
0.77	2.00	5.21	219	1.58	1.86	1.18	2.67	0.70	1.53	1.21
0.77	1.25	4.12	203	0.90	1.13	1.26	1.67	0.68	0.96	1.18
0.77	1.25	4.12	233	0.99	1.13	1.14	1.67	0.68	0.96	1.18
0.77	1.75	4.88	216	1.36	1.55	1.14	2.33	0.66	1.34	1.15
0.77	1.00	3.69	223	0.83	0.98	1.18	1.33	0.74	0.77	1.28
0.77	1.50	4.52	213	1.20	1.42	1.18	2.00	0.71	1.15	1.23
0.78	1.50	4.61	246	1.11	1.31	1.18	2.00	0.66	1.18	1.11
0.85	1.50	5.00	110	1.40	1.72	1.23	2.00	0.86	1.28	1.35
0.85	1.50	5.00	109	1.41	1.66	1.18	2.00	0.83	1.28	1.30
0.85	1.00	4.10	116	0.97	1.08	1.11	1.33	0.81	0.85	1.26
0.86	0.50	2.91	203	0.49	0.53	1.08	0.67	0.80	0.43	1.24
0.86	1.75	5.45	218	1.58	1.87	1.18	2.33	0.80	1.50	1.25
0.86	1.00	4.12	215	0.95	1.07	1.13	1.33	0.80	0.86	1.25
0.86	1.90	5.68	195	1.63	1.87	1.15	2.53	0.74	1.63	1.15
0.86	0.75	3.57	211	0.68	0.79	1.16	1.00	0.79	0.64	1.23
0.86	1.50	5.05	210	1.41	1.65	1.17	2.00	0.83	1.29	1.28
0.86	1.25	4.61	206	1.05	1.29	1.23	1.67	0.77	1.07	1.20
0.86	1.25	4.61	200	1.12	1.36	1.21	1.67	0.82	1.07	1.27
0.88	2.00	6.00	107	1.98	2.29	1.16	2.67	0.86	1.77	1.30
0.96	2.00	6.50	107	2.06	2.40	1.17	2.67	0.90	1.91	1.25
0.99	0.75	4.10	114	0.84	0.98	1.17	1.00	0.98	0.74	1.33
0.99	0.75	4.12	214	0.76	0.90	1.18	1.00	0.90	0.74	1.21
0.99	1.25	5.32	187	1.37	1.56	1.14	1.67	0.94	1.24	1.26
0.99	1.25	5.32	211	1.30	1.50	1.15	1.67	0.90	1.24	1.21
0.99	1.90	6.56	86	1.83	2.03	1.11	2.53	0.80	1.88	1.08
0.99	1.00	4.76	213	1.06	1.28	1.21	1.33	0.96	0.99	1.29
0.99	1.50	5.83	213	1.68	1.90	1.13	2.00	0.95	1.49	1.28
0.99	1.75	6.30	183	1.86	2.17	1.17	2.33	0.93	1.74	1.25
0.99	0.50	3.37	223	0.50	0.66	1.32	0.67	0.99	0.50	1.33
1.11	1.50	6.52	213	1.55	1.76	1.14	2.00	0.88	1.66	1.06
1.21	0.50	4.12	245	0.64	0.76	1.19	0.67	1.14	0.61	1.25
1.21	1.75	7.71	210	2.35	2.62	1.11	2.33	1.12	2.12	1.23
1.21	1.50	7.14	208	1.87	2.03	1.09	2.00	1.02	1.82	1.11
1.21	1.00	5.83	216	1.21	1.40	1.16	1.33	1.05	1.21	1.15
1.21	0.75	5.05	211	0.97	1.11	1.14	1.00	1.11	0.91	1.22
1.28	1.70	8.00	110	2.26	2.56	1.13	2.27	1.13	2.17	1.18
1.48	1.60	9.00	111	2.94	3.25	1.11	2.13	1.52	2.37	1.37
1.49	1.55	8.90	114	2.83	3.08	1.09	2.07	1.49	2.31	1.33
1.49	0.75	6.20	111	1.27	1.44	1.13	1.00	1.44	1.12	1.29
1.58	1.40	9.00	111	2.78	3.00	1.08	1.87	1.61	2.22	1.35
1.76	1.40	10.00	111	2.77	3.07	1.11	1.87	1.64	2.46	1.25
1.97	0.75	8.20	109	1.67	1.87	1.12	1.00	1.87	1.48	1.26
1.97	0.75	8.20	120	1.74	1.86	1.07	1.00	1.86	1.48	1.26
1.99	1.10	10.00	107	2.50	2.65	1.06	1.47	1.81	2.18	1.21
1.99	1.25	10.70	111	2.50	2.60	1.04	1.67	1.56	2.49	1.04
2.04	0.75	8.50	117	1.82	1.99	1.09	1.00	1.99	1.53	1.30
2.14	1.15	11.00	109	2.55	2.75	1.08	1.53	1.79	2.46	1.12
2.48	0.75	10.30	115	1.70	1.80	1.06	1.00	1.80	1.86	0.97
2.50	1.00	12.00	111	2.75	2.90	1.05	1.33	2.18	2.50	1.16
2.65	0.75	11.00	109	2.04	2.10	1.03	1.00	2.10	1.98	1.06
3.01	0.75	12.50	111	2.48	2.56	1.03	1.00	2.56	2.25	1.14
3.09	0.85	13.70	111	2.60	2.75	1.06	1.13	2.43	2.63	1.05
3.13	0.75	13.00	110	2.51	2.62	1.04	1.00	2.62	2.34	1.12
3.37	0.75	14.00	109	2.26	2.44	1.08	1.00	2.44	2.52	0.97
3.49	0.75	14.50	105	2.56	2.74	1.07	1.00	2.74	2.62	1.05
4.03	0.60	15.00	112	2.07	2.20	1.06	0.80	2.75	2.42	0.91
4.42	0.50	15.00	110	1.75	1.82	1.04	0.67	2.73	2.21	0.82
5.28	0.35	15.00	110	1.25	1.30	1.04	0.47	2.79	1.85	0.70

8.2 Meßergebnisse der Böschungen mit Grasrauheit und mit Betonblöcken bei regulären Wellen (zu Abschnitt 4.2 und 4.3)

Grasraue Böschung (=Kunstgras)

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			rel. Auflaufhöhen		Reduktionsfaktor
ζ	H	T	N	Z ₅₀	Z ₉₈	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$ ZWASSING	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$ ZHUNT	$r = \frac{Z_{98} \text{ (GRAS)}}{Z_{98} \text{ (GLATT)}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	-
0.63	1.50	3.70	109	0.96	1.04	1.08	0.52	1.10	0.89
0.72	0.75	3.00	115	0.55	0.70	1.27	0.70	1.29	1.00
0.76	1.90	5.00	112	1.45	1.57	1.08	0.62	1.09	0.88
0.96	2.00	6.50	111	2.21	2.45	1.11	0.92	1.28	1.02
0.99	0.75	4.10	109	0.76	0.89	1.17	0.89	1.20	0.91
1.20	0.75	5.00	111	0.96	1.03	1.07	1.03	1.14	-
1.28	1.70	8.00	110	2.35	2.58	1.10	1.14	1.19	1.01
1.44	0.75	6.00	111	1.16	1.29	1.11	1.29	1.19	-
1.49	1.55	8.90	109	2.89	3.12	1.08	1.51	1.35	1.01
1.68	0.75	7.00	111	1.41	1.45	1.03	1.45	1.15	-
1.76	1.40	10.00	108	2.78	2.91	1.05	1.56	1.18	0.95
1.97	0.75	8.20	110	1.56	1.59	1.02	1.59	1.08	0.85
2.14	1.15	11.00	110	2.43	2.55	1.05	1.66	1.04	0.93
2.16	0.75	9.00	110	1.92	2.00	1.04	2.00	1.23	-
2.28	1.20	12.00	110	2.83	2.93	1.04	1.83	1.07	-
2.50	1.00	12.00	36	2.50	2.56	1.02	1.92	1.02	0.88
2.65	0.75	11.00	114	1.97	2.08	1.06	2.08	1.05	0.99
2.79	0.80	12.00	110	2.16	2.28	1.06	2.14	1.02	-
3.01	0.75	12.50	110	2.43	2.48	1.02	2.48	1.10	0.97
3.09	0.85	13.70	110	2.42	2.48	1.02	2.19	0.94	-
3.13	0.75	13.00	111	2.38	2.41	1.01	2.41	1.03	0.92
3.23	0.60	12.00	110	1.73	1.82	1.05	2.28	0.94	-
3.37	0.75	14.00	110	2.26	2.34	1.04	2.34	0.93	0.96
3.49	0.75	14.50	110	2.52	2.59	1.03	2.59	0.99	0.95
3.95	0.40	12.00	110	1.12	1.23	1.10	2.31	0.78	-
4.03	0.60	15.00	109	2.05	2.10	1.02	2.63	0.87	0.95
4.42	0.50	15.00	109	1.77	1.84	1.04	2.76	0.83	1.01
5.28	0.35	15.00	108	1.19	1.25	1.05	2.68	0.68	0.96

Böschung mit Betonblöcken

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			rel. Auflaufhöhen		Reduktionsfaktor
ζ	H	T	N	Z ₅₀	Z ₉₈	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$ ZWASSING	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$ ZHUNT	$r = \frac{Z_{98} \text{ (BLÖCKE)}}{Z_{98} \text{ (GLATT)}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	-
0.63	1.50	3.70	112	0.99	1.13	1.14	1.20	0.57	0.97
0.72	0.75	3.00	109	0.56	0.66	1.18	1.22	0.66	0.94
0.76	1.90	5.00	118	1.50	1.67	1.11	1.16	0.66	0.93
0.96	2.00	6.50	110	2.03	2.27	1.12	1.19	0.85	0.95
0.99	0.75	4.10	115	0.78	0.90	1.15	1.22	0.90	0.92
1.20	0.75	5.00	108	0.94	1.06	1.13	1.18	1.06	-
1.28	1.70	8.00	110	2.10	2.30	1.10	1.06	1.01	0.90
1.44	0.75	6.00	111	1.05	1.15	1.10	1.06	1.15	-
1.49	1.55	8.90	110	2.58	2.77	1.07	1.20	1.34	0.90
1.68	0.75	7.00	110	1.19	1.37	1.15	1.09	1.37	-
1.76	1.40	10.00	110	2.39	2.52	1.05	1.02	1.35	0.82
1.97	0.75	8.20	111	1.42	1.53	1.08	1.03	1.53	0.82
2.14	1.15	11.00	110	2.26	2.45	1.08	1.00	1.60	0.89
2.16	0.75	9.00	110	1.56	1.75	1.12	1.08	1.75	-
2.28	1.20	12.00	110	2.56	2.64	1.03	0.96	1.65	-
2.50	1.00	12.00	110	2.35	2.55	1.09	1.02	1.91	0.88
2.65	0.75	11.00	114	1.69	1.79	1.06	0.90	1.79	0.85
2.79	0.80	12.00	102	1.77	1.95	1.10	0.87	1.83	-
3.01	0.75	12.50	109	2.03	2.12	1.04	0.94	2.12	0.83
3.13	0.75	13.00	110	1.89	1.95	1.03	0.83	1.95	-
3.23	0.60	12.00	110	1.49	1.56	1.05	0.81	1.95	0.74
3.28	0.85	14.50	110	2.00	2.13	1.07	0.77	1.88	-
3.37	0.75	14.00	111	1.92	2.00	1.04	0.79	2.00	0.82
3.49	0.75	14.50	111	2.14	2.21	1.03	0.85	2.21	0.81
3.95	0.40	12.00	109	0.98	1.06	1.08	0.67	1.99	-
4.03	0.60	15.00	109	1.76	1.87	1.06	0.77	2.34	0.85
4.42	0.50	15.00	109	1.50	1.55	1.03	0.70	2.33	0.85
5.28	0.35	15.00	108	1.19	1.25	1.05	0.68	2.68	0.96

N = Wellenzahl

8.3 Meßergebnisse der Böschungen mit drei Rauheiten (glatt, Gras, Betonblöcke) bei Wellenspektren (zu Abschnitt 5.2 und 5.3)

Glatte Böschung (=Asphaltbeton)

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			WASSING		HUNT	
ζ_p	H_s	T_p	N	Z_{50}	Z_{98}	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{WASSING}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{HUNT}}$	Z_{HUNT}	$\frac{Z_{98}}{Z_{HUNT}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	m	-
1.04	1.00	5.00	377	0.93	1.85	1.99	1.33	1.39	1.04	1.78
1.14	1.20	6.00	275	1.23	2.35	1.91	1.60	1.47	1.37	1.72
1.20	0.75	5.00	377	0.73	1.46	2.00	1.00	1.46	0.90	1.62
1.33	1.20	7.00	284	1.37	2.62	1.91	1.60	1.64	1.60	1.64
1.44	0.75	6.00	284	0.90	1.65	1.83	1.00	1.65	1.08	1.52
1.52	1.20	8.00	258	1.39	2.60	1.88	1.60	1.63	1.83	1.43
1.68	0.75	7.00	277	1.06	1.93	1.82	1.00	1.93	1.26	1.53
1.79	1.10	9.00	210	1.50	2.91	1.94	1.47	1.98	1.97	1.48
1.92	0.75	8.00	260	1.05	1.94	1.85	1.00	1.94	1.44	1.34
2.16	0.75	9.00	214	1.19	2.21	1.86	1.00	2.21	1.62	1.36
2.40	0.75	10.00	209	1.14	2.21	1.94	1.00	2.21	1.80	1.23

Grasrauhe Böschung (=Kunstgras)

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			rel. Auflaufhöhen		Reduktionsfaktor
ζ_p	H_s	T_p	N	Z_{50}	Z_{98}	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{WASSING}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{HUNT}}$	$r = \frac{Z_{98} \text{ (GRAS)}}{Z_{98} \text{ (GLATT)}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	-
1.04	1.00	5.00	382	0.93	1.60	1.72	1.20	1.54	0.86
1.14	1.20	6.00	285	1.26	1.99	1.58	1.24	1.45	0.95
1.20	0.75	5.00	387	0.82	1.39	1.70	1.39	1.54	0.87
1.33	1.20	7.00	293	1.43	2.27	1.59	1.42	1.42	0.87
1.44	0.75	6.00	288	0.96	1.46	1.52	1.46	1.35	0.88
1.52	1.20	8.00	257	1.48	2.42	1.64	1.51	1.33	0.93
1.68	0.75	7.00	276	1.00	1.59	1.59	1.59	1.26	0.82
1.79	1.10	9.00	213	1.45	2.51	1.73	1.71	1.28	0.86
1.92	0.75	8.00	259	1.01	1.68	1.66	1.68	1.16	0.87
2.16	0.75	9.00	222	1.11	1.83	1.65	1.83	1.13	0.83
2.40	0.75	10.00	209	1.12	1.98	1.77	1.98	1.10	0.90

Böschung mit Betonblöcken

Versuchsparameter				Auflaufhöhen			rel. Auflaufhöhen		Reduktionsfaktor
ζ_p	H_s	T_p	N	Z_{50}	Z_{98}	$\frac{Z_{98}}{Z_{50}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{WASSING}}$	$\frac{Z_{98}}{Z_{HUNT}}$	$r = \frac{Z_{98} \text{ (BLÖCKE)}}{Z_{98} \text{ (GLATT)}}$
-	m	s	-	m	m	-	m	-	-
1.04	1.00	5.00	384	0.85	1.45	1.71	1.09	1.39	0.78
1.14	1.20	6.00	280	1.00	1.60	1.60	1.00	1.17	0.68
1.20	0.75	5.00	388	0.72	1.20	1.67	1.20	1.33	0.82
1.33	1.20	7.00	279	1.25	1.93	1.54	1.21	1.21	0.74
1.44	0.75	6.00	283	0.82	1.23	1.50	1.23	1.14	0.75
1.52	1.20	8.00	261	1.24	2.09	1.69	1.31	1.15	0.80
1.68	0.75	7.00	280	0.87	1.36	1.56	1.36	1.08	0.70
1.79	1.10	9.00	221	1.23	2.10	1.71	1.43	1.07	0.72
1.92	0.75	8.00	260	0.89	1.49	1.67	1.49	1.03	0.77
2.16	0.75	9.00	226	0.89	1.57	1.76	1.57	0.97	0.71
2.40	0.75	10.00	202	0.93	1.70	1.82	1.70	0.94	0.77

N = Wellenzahl

Parameter zur Beschreibung der Morphodynamik eines Wattgebietes

Von JACOBUS HOFSTEDE

Zusammenfassung

1978 wurde im KFKI eine Projektgruppe: „MORAN, Morphologische Analysen Nordseeküste“ gebildet. Eines der Ergebnisse war die Entwicklung einer Sättigungsfunktion

$$h_u = \bar{h}_u(1 - e^{-a/a_0})$$

für die Umsatzhöhe h_u (cm) eines Gebietes, die über den Vergleichszeitraum a (Jahr) bestimmt werden kann. Aus dieser Sättigungsfunktion lassen sich drei Parameter, die die Morphodynamik eines Gebietes charakterisieren, ermitteln:

- Die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u erlaubt eine Aussage über die maximalen mittleren Höhenänderungen, die auftreten können.
- Die morphologische Varianz β als reziproker Wert von a_0 erlaubt eine Aussage über die Dauer der gleichbleibenden Tendenzen: Erosion oder Sedimentation.
- Die Umsatzrate \bar{h}_u/a_0 schließlich erlaubt eine allgemeine Aussage über die Morphodynamik und läßt sich somit direkt mit der Hydrodynamik des Gebietes vergleichen.

Anhand dieser Parameter ist der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex in neun Teilgebiete unterschiedlicher Morphodynamik untergliedert worden.

Summary

In 1978 the German Coastal Engineering Board initiated the scientific project: „MORAN“: „Morphological Analysis of the German North-Sea-Coast“. One of the results was the development of a saturation function for the turnover height h_u (cm) of a certain area, over the time interval a (annum) between two surveys (chap. 2, Fig. 2), which can be given as

$$h_u = \bar{h}_u(1 - e^{-a/a_0})$$

From this function, three morphological parameters which describe the morphodynamics of a certain area can be calculated:

- *the asymptotic turnover height \bar{h}_u allows a statement about the maximum average height changes which may occur;*
- *the morphological variance β , as the reciprocal of a_0 , allows a statement about the duration of steady trends: erosion or sedimentation;*
- *finally the turnover rate \bar{h}_u/a_0 allows a general statement about the morphodynamics and thereby a direct comparison with the hydrodynamics of the area.*

With these parameters, the Neuwerk/Scharhörner tidal flats have been divided into nine morphodynamically similar regions (chap. 3, Fig. 4, table 1).

Inhalt

1. Einleitung.	198
2. Die MORAN-Funktion	200
3. Ergebnisse	201
3.1 Hohes Watt (HW)	201
3.2 Wattpriele (WP)	202
3.3 Wattströme (WS)	204

3.4 Platen (P)	205
3.5 Tieferes Wasser vor dem Watt (TW)	205
3.6 Randwatt (RW)	206
3.7 Brandungswatt (BW)	207
3.8 Ästuar-Rand (ÄR)	208
3.9 Anthropogen beeinflusste Gebiete (AN)	208
4. Diskussion	208
5. Schlußfolgerungen	210
6. Schriftenverzeichnis	211

1. Einleitung

In der inneren Deutschen Bucht bildet zwischen Wangerooge und der Halbinsel Eiderstedt ein 15 bis 25 km breiter Streifen offenes Wattgebiet einen wichtigen Schutz des Festlandes vor dem Meer (Abb. 1). Barriereinseln und Küstendünen fehlen hier fast völlig. Wie dieser Streifen offenes Wattgebiet reagieren wird, wenn sich in Zukunft der Meeresspiegelanstieg tatsächlich beschleunigt (Abb. 2), ist für den Küstenschutz von übergeordneter Bedeutung. Dabei wird erwartet, daß ein effektiver Plan zum Schutz der Küste nur dann möglich ist, wenn genaue Erkenntnisse über die heutige Morpho- und Hydrodynamik des Wattgebietes vorliegen.

Im Rahmen des KFKI-Projektes MORAN I – „Morphologische Analysen Nordseeküste“ – (SIEFERT u. BARTHEL, 1980; BARTHEL, 1981; SIEFERT, 1983, 1987) wurde ein Auswertungsverfahren entwickelt, durch das anhand von Kartenvergleichen verschiedene morphologische Parameter erfaßt werden können, welche die Morphodynamik eines Wattgebietes charakterisieren. Diese Parameter werden von empirisch-hypothetischen Ansätzen abgeleitet.

SIEFERT (1987) hat im Rahmen des MORAN-I-Projektes einen ersten Versuch unternommen, das Neuwerk/Scharhörner Wattgebiet anhand dieser Parameter zu charakterisieren. Der Einteilung liegen aber nur Daten aus Teilbereichen des Wattes zugrunde. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurde 1989 das KFKI-Projekt MORAN II initiiert. Eines der Ziele dieses Projektes ist die Verifizierung der in MORAN I entwickelten empirisch-hypothetischen Ansätze durch weiterführende Untersuchungen (SIEFERT, 1987; HOFSTEDE u. SCHÜLLER, 1989). Dann könnten sie als allgemeingültige, beschreibende Parameter zur Charakterisierung eines Wattgebietes verwendet werden. In der vorliegenden Arbeit sind die Parameter für den gesamten Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex (340 km²) berechnet und in Karten dargestellt (Kap. 3). Anschließend ist ein Vergleich mit den vorläufigen Ergebnissen von SIEFERT (1987) durchgeführt worden (Kap. 4).

Der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex liegt direkt südlich der Elbmündung und umfaßt das Scharhörnerriff, das Neuwerker, Scharhörner und Duhner Watt, Oster- und Westertill, die Robbenplatten und die Hohenhörnsände. Somit sind alle morphologischen Einheiten eines Wateinzuggebietes repräsentiert.

Sedimentologisch ist der Wattkomplex relativ homogen und kann nach RAGUTZKI (1973) als „Sandwatt“, bzw. örtlich „Schlicksand“, klassifiziert werden (GÖHREN, 1975 b). Die größten Sedimente werden im tiefen Bereich der Ostertill angetroffen; die feinsten um Neuwerk, im Duhner Watt und in der Westertill, wo eine alte Tonschicht austreicht (GÖHREN, 1975 b, nach LINKE). Die Besiedlung konzentriert sich im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex vorwiegend auf der Wattwasserscheide, wo kaum Energieumwandlung auf der Sohle stattfindet (REINECK, 1975).

In den 60er und 70er Jahren wurden im Rahmen eines Hafenvorhabens der Freien und

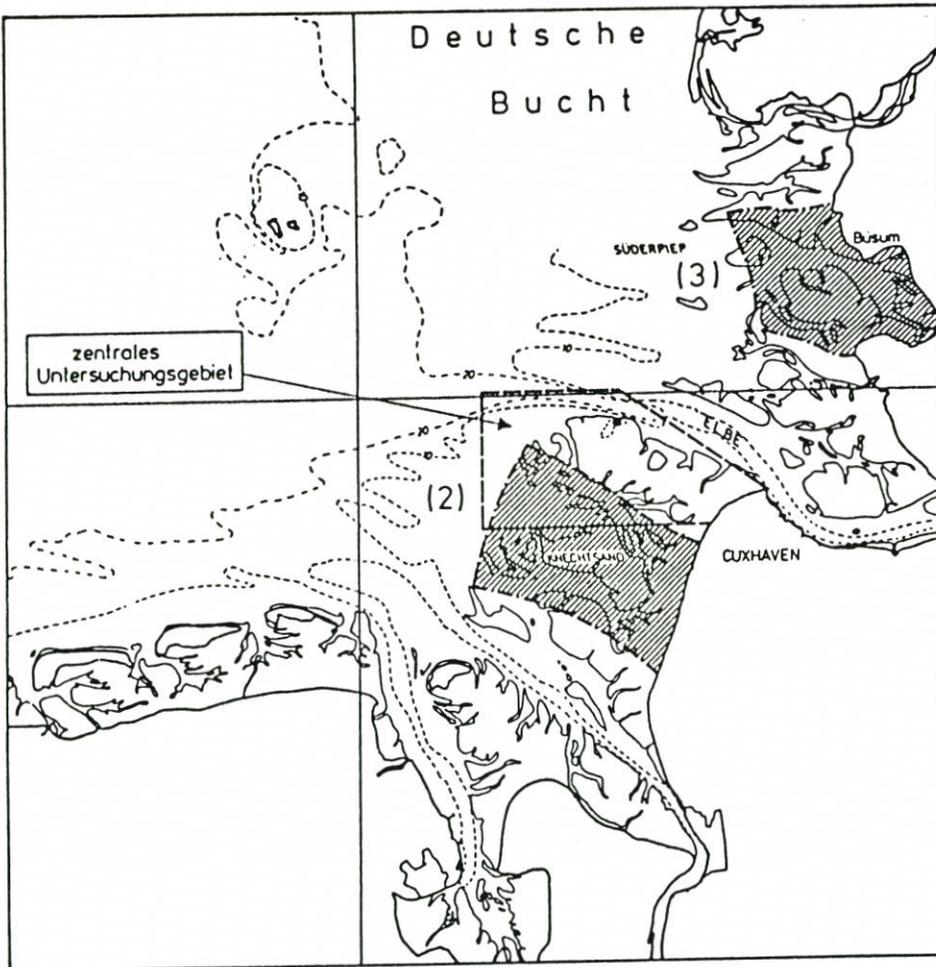


Abb. 1: Innere Deutsche Bucht mit dem untersuchten Gebiet.

Hansestadt Hamburg von Teilbereichen des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes bis zu 16 topographische Aufnahmen durchgeführt. Über die Genauigkeit dieser Vermessungen berichten GÖHREN (1968) und SIEFERT u. LASSEN (1968). Über jede dieser topographischen Aufnahmen wurde ein Raster von Quadraten – orientiert am Gauss-Krüger-Netz – mit 1 km Seitenlänge gelegt. Jedes dieser Quadrate („Kleine Einheit“) wurde wiederum in 100 Felder von je 1 ha unterteilt (Teilfläche). Für jede dieser Teilflächen wurde schließlich ein mittlerer Tiefenwert eingelesen.

Aus dem Vergleich zweier Aufnahmen einer Kleinen Einheit lassen sich jetzt direkt zwei Kenngrößen für die morphologische Aktivität ermitteln: erstens die mittlere Höhenänderung als Differenzwert von Sedimentation und Erosion der Teilflächen (Bilanzhöhe) und zweitens die mittlere Höhenänderung als Absolutwert von Sedimentation und Erosion der Teilflächen (Umsatzhöhe).

Die Berechnung der Bilanz- und Umsatzhöhen sowie die der Sättigungsfunktionen (s. u.) ist anhand eines von den Herren VU (Strom- und Hafenaufbau, Ref. Hydr. Unterelbe,

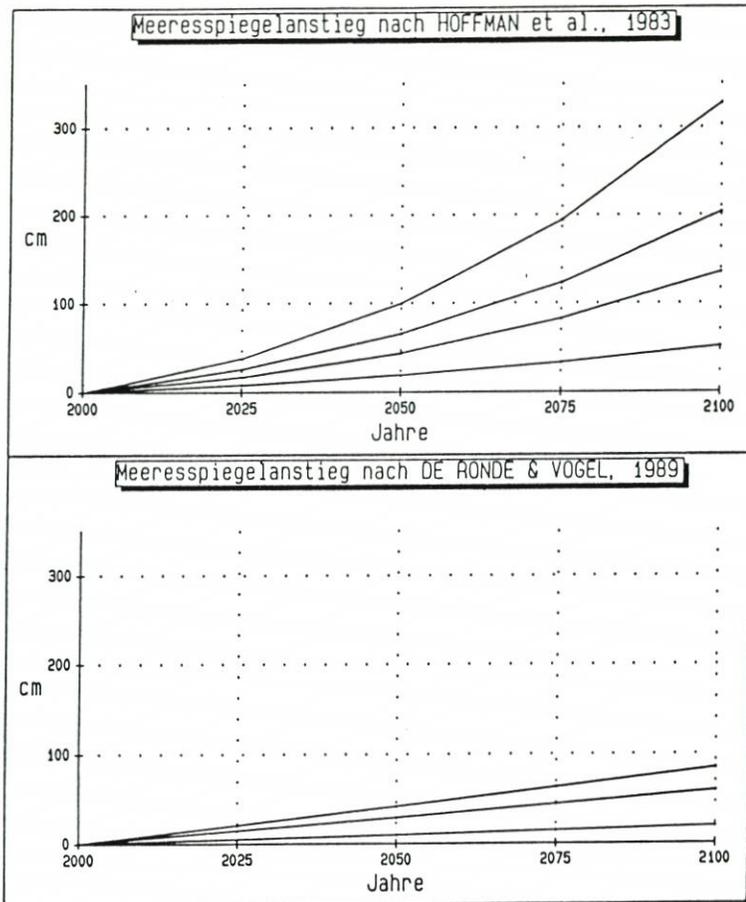


Abb. 2: Vergleich einiger Szenarien zum Meeresspiegelanstieg.

Hamburg) und KÖVES (WSA, Cuxhafen) entwickelten Computerprogrammes „MORAN“ durchgeführt worden, wofür der Autor sich bedanken möchte.

2. Die MORAN-Funktion

Die Untersuchungen haben gezeigt (SIEFERT, 1987; HOFSTEDÉ u. SCHÜLLER, 1989), daß die Umsatzhöhe h_u (cm) über den Vergleichszeitraum a (Jahr) als Sättigungsfunktion

$$h_u = \bar{h}_u(1 - e^{-a/a_0})$$

bestimmt werden kann (Abb. 3). Hierbei gibt a als einzige Veränderliche einen Betrachtungszeitraum (den Zeitraum zwischen zwei topographischen Aufnahmen) an, nicht aber die fortlaufende Zeit. Die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u (cm) ist ein (theoretisch erst für sehr große a erreichbarer) mittlerer Höchstwert für h_u ; a_0 (Jahr) steht für den Zeitraum, in dem \bar{h}_u bei gleichsinniger, linearer Veränderung der Topographie erreicht werden würde. Die Stei-

gung im Ursprung beträgt \bar{h}_u/a_0 (cm/Jahr). Aus dieser Sättigungsfunktion lassen sich drei morphologische Parameter ermitteln:

- die asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u erlaubt eine Aussage über die maximalen mittleren Höhenänderungen, die in einem Gebiet auftreten;
- die morphologische Varianz β (SIEFERT, 1983) als reziproker Wert von a_0 erlaubt eine Aussage über die Dauer der gleichbleibenden Tendenzen – Sedimentation oder Erosion – eines Gebietes;
- die Umsatzrate \bar{h}_u/a_0 schließlich erlaubt eine allgemeine Aussage über die Morphodynamik eines Gebietes und läßt sich somit direkt mit der Hydrodynamik dieses Gebietes korrelieren (HOFSTEDE, in Vorb.).

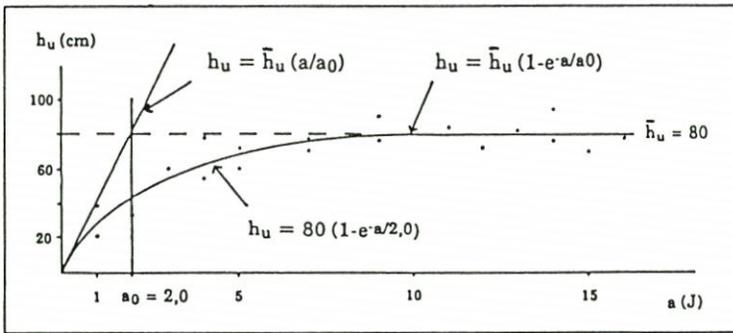


Abb. 3.: Beispielauswertung („Umsatzkurve“) einer Kleinen Einheit.

3. Ergebnisse

Anhand der drei morphologischen Parameter „Asymptotische Umsatzhöhe“ (Abb. 4 a), „Morphologische Varianz“ (Abb. 4 b) und „Umsatzrate“ (Abb. 4 c) wurden im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex neun morphodynamische Einheiten charakterisiert (Abb. 5). In Tabelle 1 sind für die Teilbereiche jeweils die Kennwerte der drei Parameter sowie der Bilanz zwischen 1965 und 1979 aufgeführt.

3.1 Hohes Watt (HW)

Das Hohe Watt liegt definitionsgemäß über SKN + 1 m und ist daher nur geringen Energieeinwirkungen aus Seegang und Strömung ausgesetzt (GÖHREN, 1969; SIEFERT, 1974). In diesem Gebiet findet man deshalb die geringsten \bar{h}_u - und \bar{h}_u/a_0 -Werte.

Die morphologische Varianz β dagegen ist recht unterschiedlich. Es läßt sich erkennen, daß β auf der Nordseite kleiner ist als auf der Wattwasserscheide und der Südseite. Sehr kleine β -Werte werden auf der Scharhörner Plate registriert, was übereinstimmt mit der stetigen ostwärtsgerichteten Verlagerung Scharhörns (GÖHREN, 1975 a).

Nach den Bilanzwerten läßt sich das Hohe Watt in zwei Gebiete unterteilen; im relativ niedrig liegenden Watt zwischen Neuwerk und der Küste überwiegt zwischen 1965 und 1979 deutlich die Erosion (bis 50 % des \bar{h}_u -Wertes!), wodurch zunehmend mehr Energie auf das Watt gelangen kann (auch im südlich anschließenden, küstennahen Wurster Watt überwiegt zwischen 1974 und 1979 die Erosion [BARTHEL, 1981]); im relativ hoch liegenden Watt

Tabelle 1. Mittlere \bar{h}_u -, β -, \bar{h}_u/a_0 - und h_b -Werte für morphodynamische Teilgebiete des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes

Teilgebiet		\bar{h}_u (cm)	β (J ⁻¹)	\bar{h}_u/a_0 (cm/J)	h_b 65/79 (cm)	n*
Hohes Watt	(HW)	27,5	0,19	5,3	-4,8	54
Scharhörn/Neuwerk		25,4	0,19	4,8	5,8	28
Neuwerk/Küste		31,8	0,2	6,5	-14,7**	26
Wattpriele	(WP)	70,7	0,2	16,4	2,8	18
Wattströme	(WS)					
Wskon		231,5	0,18	42,9	-22,0	8
Wsdurch		212,2	0,14	29,1	10,2	13
WSDis (s. u.)		-	-	-	-	-
Platen	(P)					
Pe/WSDis		273,6	0,16	44,1	-26,8	37
Pg		152,5	0,13	20,1	-15,9	13
Tieferes Wasser vor dem Watt	(TW)	90,1	0,23	20,5	-6,4	41
Randwatt	(RW)					
RWa		86,0	0,56	47,8	2,4	5
RWi		117,2	0,16	19,2	4,1	44
Brandungswatt	(BW)	84,3	0,30	25,5	-18,6	12
Ästuar-Rand	(ÄR)	83,5	0,53	43,9	-31,6	30
Anthropogen beeinflusstes Gebiet	(AN)	173,0	0,16	27,5	47,5	27
Neuwerker Fahrw.		356,5	0,09	31,0	225,3	7
Buchtloch + Eitzenbalje		108,8	0,22	24,2	-30,0	20

*: n = Anzahl der Kleinen Einheiten

** : Bilanzhöhe 1965/86 = -3,4 cm (Aufnahme 1986: DHI, 1:20.000)

Die Standardabweichung (%) für \bar{h}_u schwankt zwischen 29 (Pg) und 63 (RWi), für β zwischen 17 (Pg) und 70 (BW, Wsdurch) und für \bar{h}_u/a_0 zwischen 21 (Wsdurch) und 47 (HW).

zwischen Scharhörn und Neuwerk dagegen herrscht geringe Sedimentation vor, die in etwa den Anstieg des MThw zwischen 1965 und 1979 ausgleicht. Diese Entwicklungen sind wahrscheinlich teils zurückzuführen auf die unterschiedliche Höhenlage der beiden Wattgebiete, teils auf den Bau des Leitdammes.

Es fällt auf, daß die Umsatzraten im küstennahen Watt höher sind als im mehr exponiert liegenden Scharhörner Watt (Tab.1), was wahrscheinlich ebenfalls auf die unterschiedliche Höhenlage und den Bau des Leitdammes zurückzuführen ist.

3.2 Wattpriele (WP)

Die Wattpriele sind die in das Hohe Watt eingeschnittenen Rinnen mit Wassertiefen bis SKN - 5 m. Sie funktionieren als Be- und Entwässerungsrinnen des Hohen Wattes. Sowohl \bar{h}_u als auch \bar{h}_u/a_0 sind hier deutlich höher als auf dem Hohen Watt. Erstens konzentriert sich in den Wattpriele das Tidewasser, wodurch höhere Strömungsgeschwindigkeiten auftreten und damit die Strömungsenergieeinwirkung auf die Sohle stärker ist. Zweitens können durch

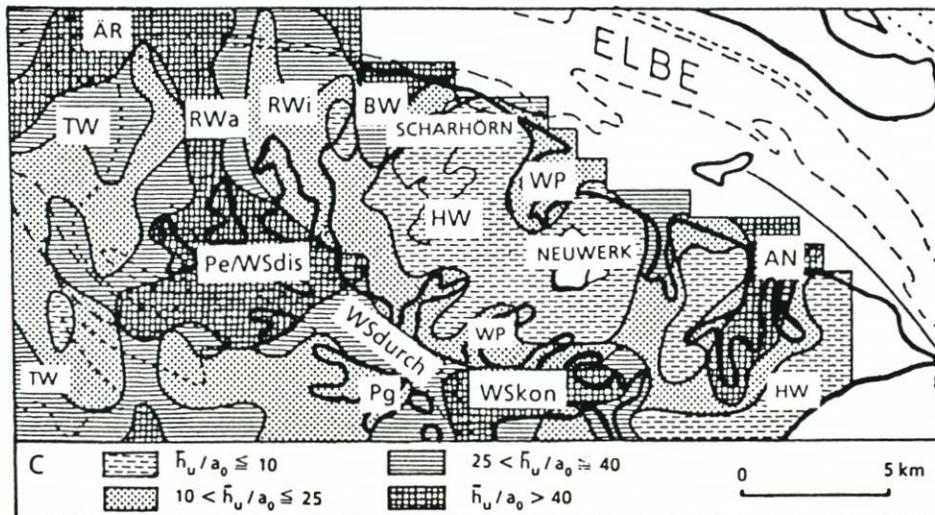
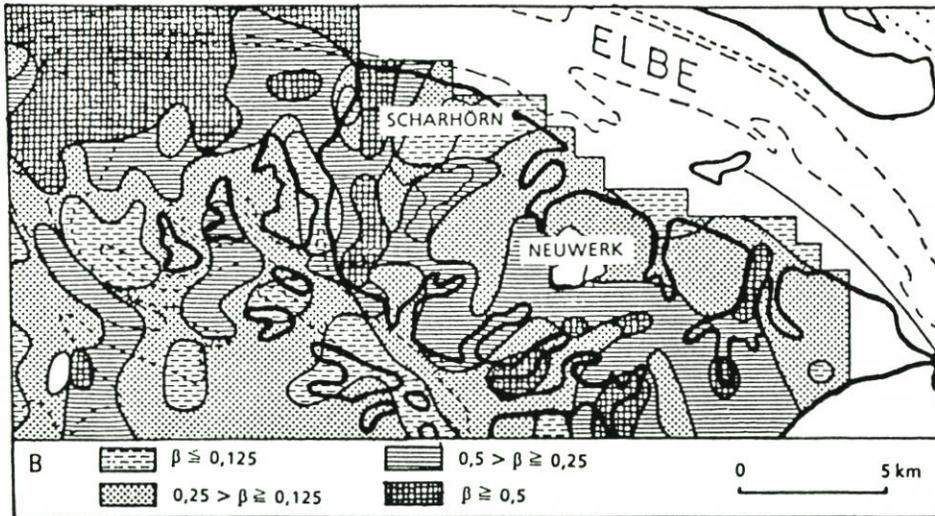
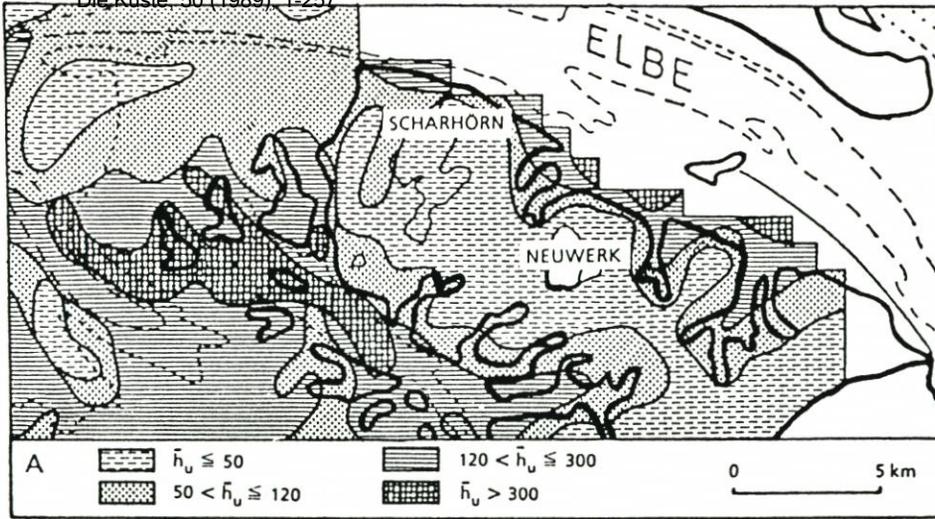


Abb. 4: Morphologische Parameter flächenmäßig für den Neuwark/Scharhörner Wattkomplex dargestellt. 4a: Asymptotische Umsatzhöhe \bar{h}_u ; 4b: Morphologische Varianz β ; 4c: Umsatzrate \bar{h}_u/a_0 .

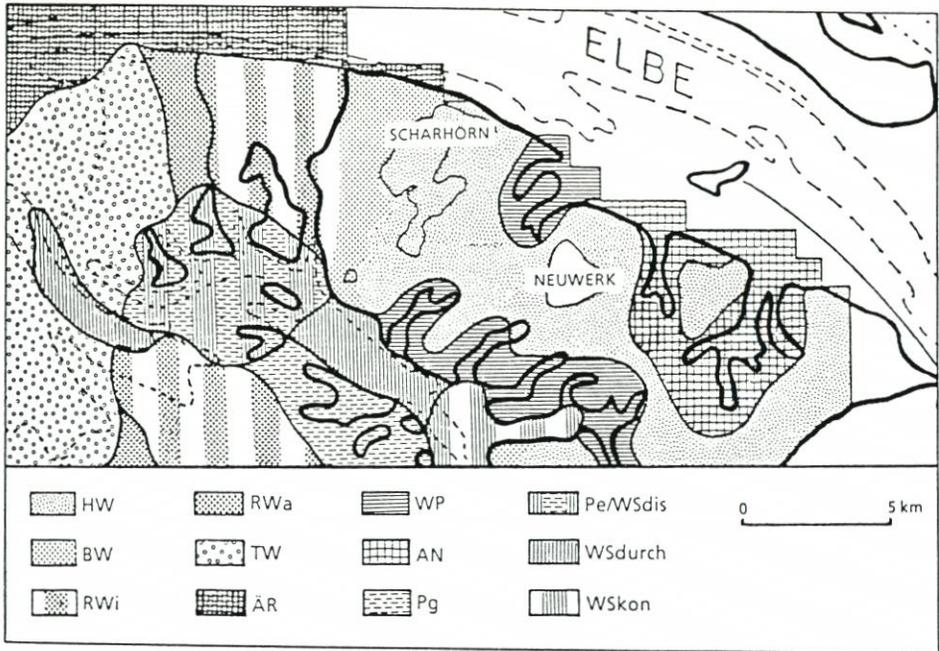


Abb.5: Untergliederung des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes in Teilgebiete unterschiedlicher Morphodynamik.

Wellenbeugung primäre, relativ hohe Wellen in die Wattpriele gelangen, wobei eine starke Seegangenergieabgabe an den Prielrändern stattfindet (SIEFERT, 1974). Die morphologische Varianz ist etwas größer als auf dem Hohen Watt, was sich durch die ständigen, kurzfristigen Verlagerungen der Wattpriele erklärt. Die Bilanzwerte zwischen 1965 und 1979 streuen aber um Null.

3.3 Wattströme (WS)

Ein Wattstrom als Hauptbe- und -entwässerungsrinne eines Wateinzugsgebietes läßt sich morphometrisch, wie ein Fluß, in eine Kontributions- (WSkon), eine Durchfluß- (WScdurch) und eine Distributionszone (WSdis) einteilen.

Der gesamte Wattstrombereich wird durch hohe bis sehr hohe \bar{h}_u - und kleine bis sehr kleine β -Werte gekennzeichnet. Die hohen bis sehr hohen \bar{h}_u -Werte werden durch das starke Relief verursacht, was dazu führt, daß geringe horizontale Verlagerungen der Rinne große Höhenänderungen an den Rändern bewirken. Die kleinen β -Werte deuten auf eine langfristige gleichbleibende Tendenz hin, was gut anschließt an die von Göhren (1965) beschriebene säkulare nordostgerichtete Verlagerung der Wattströme zwischen Jade und Elbe.

Die Umsatzrate ist in den drei Teilgebieten des Wattstromes unterschiedlich:

- Die Kontributionszone (WSkon) wird gekennzeichnet durch sehr hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte. In dieser Zone münden die meisten Wattpriele, was dazu führt, daß der Stromstrich des Wattstromes sehr unregelmäßig verläuft. Es können sich also an vielen Stellen Prall- und Gleithänge bilden, die die sehr hohen \bar{h}_u/a_0 -Werte erklären.

So wurde zum Beispiel im Bakenloch zwischen 1976 und 1979 an einem Prallhang (1000 · 200 m) etwa 1 200 000 m³ Sand erodiert, d. h. eine flächenhafte Vertiefung von 6 m,

während an dem gegenüberliegenden Gleithang (1000 · 200 m) etwa 800 000 m³ Sand sedimentiert wurde.

Zwischen 1965 und 1979 ist die Bilanz deutlich negativ, was wahrscheinlich durch die starke Zunahme des Tidevolumens im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex seit 1972 zu erklären ist.

- Die **Durchflußzone** (WSdurch) wird zwar durch hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet. Sie sind aber im Vergleich zu WSkon und WSdis niedriger, da in dieser Zone zwar hohe Strömungsgeschwindigkeiten auftreten, die Energieeinwirkung auf die Sohle jedoch gering ist (wenig Prall- und Gleithangbildung). Dazu kommt, daß in dieser Zone relativ grobe Sedimente angetroffen werden, was sich hemmend auf die Umsatzraten auswirkt. Die Bilanzwerte streuen zwischen 1965 und 1979 im Gegensatz zu WSkon und WSdis um Null. Wahrscheinlich ist die Zunahme des Tidevolumens seit 1972 unsignifikant im Vergleich zum hydraulischen Umfang des Wattstromes in diesem Bereich.
- Die **Distributionszone** (WSdis) formt zusammen mit den exponiert liegenden Platen (Pe, s. u.) eine morphodynamische Einheit und wird unter Pe behandelt.

3.4 Platen (P)

Die Platen sind die hufeisenförmigen Sandbänke, die die von der Ebbe- und Flutströmung geprägten Ebbe- und Flutrinnen voneinander trennen (VAN VEEN, 1950). Obwohl morphometrisch gleich, gibt es exponiert liegende Platen (Pe) und geschützt liegende Platen (Pg), die eine recht unterschiedliche Morphodynamik aufweisen.

- Die exponiert liegenden Platen (Pe) formen mit WSdis eine morphodynamische Einheit. Das Gebiet wird gekennzeichnet durch sehr hohe \bar{h}_u -, kleine β - und sehr hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte. In diesem Bereich geben die von Süd- bis Nordwesten kommenden primären Wellen einen Großteil ihrer Energie ab (HOFSTEDÉ, in Vorb.). Diese Energieabgabe, kombiniert mit den stark ausgeprägten Ebbe- und Flutströmungen, ist der Grund für die sehr hohen \bar{h}_u/a_0 -Werte.

Die Bilanzwerte zwischen 1965 und 1979 sind ausgeprägt negativ.

- Die geschützt liegenden Platen (Pg) werden durch hohe \bar{h}_u -, sehr kleine β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet. Im Vergleich zu Pe/WSdis ist die Seegangenergieabgabe gering und sind die Ebbe- und Flutströmungen schwach. Zusammen führt dies dazu, daß die \bar{h}_u/a_0 -Werte in diesem Bereich nur etwa 40 % der Werte im Pe/WSdis erreichen.

Auch die geschützt liegenden Platen unterliegen zwischen 1965 und 1979 der Erosion. Kombiniert mit den kleinen β -Werten deutet dies auf eine negative Tendenz hin, die für den gesamten Wattstrom-/Platenbereich zutrifft. Ob dies kausal mit dem Meeresspiegel- bzw. Tidehubanstieg zusammenhängt, muß in weiteren Untersuchungen geklärt werden.

3.5 Tieferes Wasser vor dem Watt (TW)

Dieser Bereich umfaßt das Gebiet vor dem Watt außerhalb der Wattströme und kann mit der „Transition Zone“ zwischen „Offshore“ und „Shore Face“ eines Strandprofils verglichen werden (Abb. 6). Die obere Grenze wird durch die mittlere Wellenbasis bei ruhiger Wetterlage festgelegt und liegt im untersuchten Gebiet etwa bei SKN - 4,5 m; die untere Grenze wird durch die mittlere Wellenbasis bei stürmischer Wetterlage bestimmt und liegt außerhalb

des untersuchten Gebietes. Das TW wird durch mittlere \bar{h}_u -, mittlere β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet.

In diesem Gebiet werden nur geringe Strömungsgeschwindigkeiten gemessen. Kombiniert mit der noch schwachen Seegangsenergie-Einwirkung auf die Sohle führt dies zu einer in jeder Hinsicht nur mittleren Morphodynamik.

Die Bilanzwerte zwischen 1965 und 1979 streuen um Null.

3.6 Randwatt (RW)

Das Randwatt als äußere Zone des Wattsockels kann mit dem „Shoreface“ eines Strandprofils verglichen werden (Abb. 6). Zwischen TW und RW befindet sich, wie normalerweise auch beim Übergang von der „Transition Zone“ zum „Shoreface“ (REINECK u. SINGH, 1980) ein Knick in der Böschungsneigung. Die Wassertiefen liegen etwa zwischen SKN - 4,5 m und SKN. In diesem etwa 5 km breiten Bereich verliert der primäre Seegang einen Großteil seiner Energie durch (Linien- und) Flächenbrandung, Wellenzerfall, Bodenreibung, Perkolatation und Materialumlagerung (HOFSTEDE, in Vorb.).

Das Randwatt kann morphodynamisch in eine äußere Zone (RWa) und eine innere Zone (RWi) unterteilt werden. Wenn man den Vergleich mit einem „Shoreface“ weiterführen würde, könnte man die RWa-Zone als „Breaker Zone“ und die RWi-Zone als „Surf Zone“ betrachten.

– Die äußere Zone (RWa) liegt auf dem Scharhörnriff direkt östlich des TW und umfaßt den Bereich, in dem die Wellen „Kontakt“ mit der Sohle bekommen. Das RWa ist ungefähr 1,5 km breit und weist Wassertiefen etwa zwischen SKN - 4,5 m und SKN - 0,5 m auf. Sie wird durch mittlere \bar{h}_u -, sehr große β - und sehr hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet.

Diese Morphodynamik kann möglicherweise wie folgt erklärt werden: An der Wellenbasis werden Sandbänke („Longshore Bars“; REINECK u. SINGH, 1980; VAN ALPHEN u. DAMOISE-AUX, 1987) geformt. Diese Sandbänke verlagern sich ostwärts, wodurch an der Wellenbasis neue Bänke entstehen können. Nach etwa 1,5 km erreichen die Sandbänke die Ausläufer der Ebberinne Robbenloch, und das Material, das an dem Leehang herunterwirbelt, wird durch die Ebbeströmung nordwärts transportiert.

Nach HOFSTEDE (in Vorb.) wird in dieser schmalen Zone ein Großteil der Seegangsenergie umgewandelt. Nach CARTER (1988) kann in der äußeren „Breaker Zone“ bis zu 99 % der Seegangsenergie umgewandelt werden. Es ist im Hinblick auf den Küstenschutz von großem Interesse, diese Hypothese durch vertiefte Untersuchungen (Sedimentologie, Strömungs- und Seegangsmessungen) zu verifizieren. In diesem Zusammenhang soll auch auf das von der Forschungsstelle Küste (Norderney) betriebene „Seegangmeßprogramm Ostfriesische Inseln und Küste“ (NIEMEYER, 1979, 1986) hingewiesen werden. Hier zeigte sich eindeutig, daß vor den Seegats die Luvseiten der Riffbögen als äußere „Breaker Zone“ funktionieren, wobei quantitative Zusammenhänge zwischen den Wellenhöhen in Luv und Lee des Riffbogens in Abhängigkeit von der Wellenhöhe seawärts des Riffbogens festgestellt werden konnten.

– Die innere Zone (RWi) des Randwattes schließt landseitig an das RWa an. Es ist eine etwa 3,5 km breite Zone, gekennzeichnet durch eine extrem geringe Böschungsneigung, mittlere bis hohe \bar{h}_u -, kleine β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte. Die kleinen β - und mittleren \bar{h}_u/a_0 -Werte deuten daraufhin, daß sich in dieser Zone keine oder kaum Sandbänke bilden und verlagern wie im RWa oder im BW (s. u.).

Die Bilanzwerte im RW streuen zwischen 1965 und 1979 um Null, was bedeutet, daß das

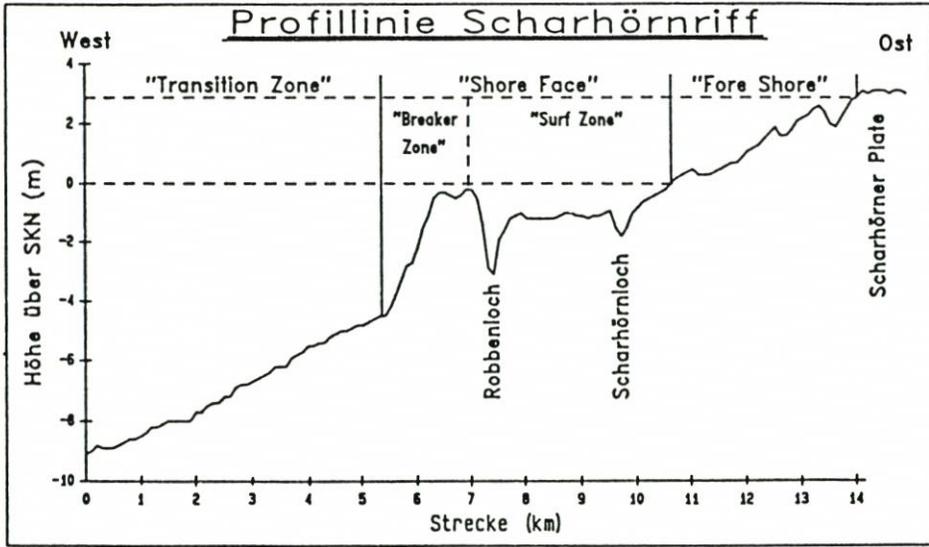


Abb. 6: Profillinie Scharhörnriff mit „Strandprofilterminologie“.

Material aus dem Wattstrom/Platenbereich nicht auf dem Scharhörnriff abgelagert, sondern weitertransportiert worden ist.

3.7 Brandungswatt (BW)

Das Brandungswatt liegt direkt westlich der Scharhörner Plate zwischen SKN und SKN + 3 m (intertidaler Bereich) und kann somit mit der „Fore Shore“ eines Strandprofils verglichen werden (Abb. 6). In dieser etwa 3 km breiten Zone werden gleichzeitig bis zu fünf Brandungsbänke unterschieden. Nach GÖHREN (1975 a) verlagern sich diese Sandbänke als Gesamtform durch Erosion am Luvhang und Sedimentation am Leehang ostwärts. Damit existiert hier eine Form der Bänkemigration, die nach CARTER (1988) nur an sog. „low-wave energy, meso-tidal“ Küsten stattfindet. Während des „Auftauchprozesses“ verlangsamt sich die Verlagerung der Sandbänke, wodurch nachfolgende Bänke die älteren einholen und sich mit ihnen vereinigen können. Letztendlich schließen die Bänke sich an die Scharhörner Plate an (GÖHREN, 1975 a).

Das Brandungswatt wird durch niedrige bis mittlere \bar{h}_u -, mittlere bis große β - und mittlere \bar{h}_u/a_0 -Werte gekennzeichnet.

Die β -Werte sind fast zweimal so groß wie im RWI, was durch die große Verlagerungsgeschwindigkeit der Brandungsbänke, 1300 m in 10 Jahren (GÖHREN, 1971), verursacht wird.

Im Gegensatz zum Randwatt unterliegt das Brandungswatt zwischen 1965 und 1979 der Erosion. Dies braucht aber nicht auf eine langfristige tendenzielle Entwicklung hinzudeuten, sondern kann auch mit dem Durchzug der Brandungsbänke zusammenhängen.

3.8 Ästuar-Rand (ÄR)

Der Ästuar-Rand im Untersuchungsgebiet wird geformt durch die sehr steile Kante zwischen dem Scharhörnriff und der Elbe. Der Höhenunterschied kann auf einer Strecke von 200 m bis zu 20 m betragen. Die Elbkante wird gekennzeichnet durch mittlere \bar{h}_u -, sehr große β - und hohe bis sehr hohe \bar{h}_u/a_0 -Werte.

Die hohen bis sehr hohen \bar{h}_u/a_0 -Werte deuten zwar darauf hin, daß in dieser Zone sehr viel Material umgelagert wird, die sehr großen β -Werte, kombiniert mit den nur mittleren \bar{h}_u -Werten zeigen aber, daß Erosion und Sedimentation einander schnell abwechseln, wodurch die allgemeine Topographie gleich bleibt.

Die Bilanz zwischen 1965 und 1979 ist negativ. Das Material aus dem Wattstrom-/Platenbereich, das nach GÖHREN (1971) nordwärts über das Scharhörnriff verlagert wird, wird also auch hier weitertransportiert. Da an der Elbkante die Flutströmung deutlich dominiert, kann man davon ausgehen, daß das Material sich stromaufwärts, in Richtung des Neuwerker Fahrwassers und der Mittelgründe, bewegt. Ob es im Neuwerker Fahrwasser sedimentiert oder im Bereich der Mittelgründe und des Lüchtergrunds quer durch die Elbe in Richtung Vogelsand wandert, ist (noch) nicht geklärt.

3.9 Anthropogen beeinflusste Gebiete (AN)

Die anthropogen beeinflussten Gebiete sind immer nur als lokale Ereignisse zu bewerten, weil das menschliche Eingreifen in jedem Gebiet qualitativ und quantitativ unterschiedlich sein kann. Im Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex wurden die künstlichen Störungen durch die Verklappung großer Baggermengen aus der Elbe im Neuwerker Fahrwasser und durch den Bau des Leitdammes verursacht.

Die Verklappungen führten im Neuwerker Fahrwasser zu sehr hohen \bar{h}_u -, sehr kleinen β -Werten und zwischen 1965 und 1979 zu stark positiven Bilanzwerten. Das Baggermaterial blieb also erwartungsgemäß im Neuwerker Fahrwasser, das seit dem Bau des Leitdammes zur Sedimentfalle geworden ist.

Der Bau des Leitdammes hat nach GÖHREN (1970) dazu geführt, daß die morphologische Aktivität des Buchtloches stark zunahm. Dies wird auch deutlich, wenn man die hohen \bar{h}_u - und mittleren bis hohen \bar{h}_u/a_0 -Werte des Buchtloches (und auch der Eitzenbalje) betrachtet. Die beiden Prielsysteme unterliegen zwischen 1965 und '79 der Erosion, was darauf hindeutet, daß die im Neuwerker Fahrwasser verklappten Baggermengen nicht prielaufwärts transportiert werden. Die Erosionen hängen wahrscheinlich mit der zugenommenen morphologischen Aktivität, bzw. dem Bau des Leitdammes zusammen.

Als drittes Beispiel menschlichen Eingreifens kann das momentan stattfindende Aufspülen einer zweiten Vogelinsel direkt südlich von Scharhörn genannt werden. Es wird interessant sein, die Folgen dieser Aufspülung anhand des MORAN-Auswerteverfahrens zu analysieren.

4. Diskussion

Wie bereits in der Einleitung erwähnt wurde, ist eines der Ziele des KFKI-Projektes MORAN II die Verifizierung der in MORAN I entwickelten Ansätze. Dazu wurde ein Vergleich mit den von SIEFERT (1987) erzielten Kennwerten durchgeführt (Tab.2). Es zeigt

Tabelle 2. Vergleich der morphodynamischen Kennwerte von Teilgebieten nach SIEFERT (1987) und HOFSTEDE (1989)

Parameter	SIEFERT (1987)	HOFSTEDE (1989)
	Brandungsfreie Watt (FW)	Hohes Watt (HW)
d (MThw)	$d < 2$ (m)	$d < 2$
n^*	19 (km ²)	54
\bar{h}_u ($\pm \sigma^{**}$)	$19,5 \pm 7,7$ (cm)	$27,5 \pm 15,3$
a_o	$4,0 \pm 0,9$ (J)	$5,2 \pm 2,8$
\bar{h}_u/a_o	$4,6 \pm 1,6$ (cm/J)	$5,3 \pm 2,7$
	Kleine Einheiten mit Prielen (WP)	Wattpriele (WP)
d (MThw)	$2 < d < 5$	$2 < d < 8$
n^*	16	18
\bar{h}_u	$44,5 \pm 23,1$	$70,7 \pm 34,6$
a_o	$4,1 \pm 1,4$	$4,3 \pm 2,3$
\bar{h}_u/a_o	$11,3 \pm 6,6$	$16,4 \pm 8,7$
	Brandungswatt (BW)	Brandungswatt (BW)
d (MThw)	$1 < d < 4$	$0 < d < 3$
n^*	12	12
\bar{h}_u	$41,3 \pm 17,3$	$84,3 \pm 40,5$
a_o	$3,9 \pm 1,2$	$3,3 \pm 2,3$
\bar{h}_u/a_o	$10,8 \pm 4,0$	$25,5 \pm 14,1$
	Randwatt (RW)	Randwatt (RWi + RWa)
d (MThw)	$4 < d < 10$	$3 < d < 7,5$
n^*	20	49
\bar{h}_u	$65,6 \pm 21,8$	$114 \pm 48,4$
a_o	$3,2 \pm 1,2$	$5,7 \pm 2,6$
\bar{h}_u/a_o	$21,3 \pm 6,7$	$22,1 \pm 7,8$
	Tieferes Wasser vor dem Watt (TW)	Ästuar Rand (ÄR)
d (MThw)	$d > 8$	$d > 8$
n^*	9	30
\bar{h}_u	$63,7 \pm 15,7$	$83,5 \pm 33,0$
a_o	$2,0 \pm 0,7$	$1,9 \pm 1,0$
\bar{h}_u/a_o	$34,6 \pm 9,7$	$43,9 \pm 12,4$
	Wattströme (WS)	Wattströme (WSdurch)
d (MThw)	$d > 8$	$d > 8$
n^*	6	13
\bar{h}_u	140	$212,2 \pm 126,2$
a_o	5,0	$7,3 \pm 3,1$
\bar{h}_u/a_o	30,0	$31,1 \pm 6,5$
	Platenbereich (PR)	Platen und Wattströme (Pe/WSdis)
d (MThw)	$2 < d < 13$	$1 < d < 16$
n^*	22	37
\bar{h}_u	$245,1 \pm 90,2$	$273,6 \pm 129,4$
a_o	$6,6 \pm 3,1$	$6,2 \pm 3,4$
\bar{h}_u/a_o	$39,1 \pm 12,0$	$44,1 \pm 13,2$

*: n = Anzahl der Kleine Einheiten

**: σ = Standardabweichung

sich, daß die Parameter für vergleichbare Teilgebiete zum Teil erheblich abweichen. Dies hat folgende Gründe:

- Die Teilgebiete sind teilweise unterschiedlich definiert.
- Die Anzahl der für die Berechnung der Parameter miteinbezogenen Kleinen Einheiten liegt bei SIEFERT (1987) meist erheblich niedriger.
- Die von SIEFERT zur Berechnung der Parameter benutzten Kleinen Einheiten sind wegen ihrer charakteristischen Lage ausgewählt worden. Dies bedeutet, daß die Kleinen Einheiten, die an den zeitlich und räumlich fließenden Grenzen zwischen unterschiedlichen Teilgebieten liegen, nicht in die Berechnung miteinbezogen wurden. In der vorliegenden Arbeit ist dagegen der gesamte Wattkomplex zur Berechnung der Parameter miteinbezogen worden. Hierdurch nehmen die Standardabweichungen zwar zu, es entsteht aber ein mehr vollständiges Bild.

In der vorliegenden Arbeit ist der Wattkomplex in mehrere Teilgebiete aufgegliedert worden. Dies war erforderlich aufgrund der großen Streuung der Kennwerte innerhalb mancher der von SIEFERT definierten Teilgebiete. Das Randwatt (RW) wurde in Anlehnung an die internationale Strandprofilterminologie in eine äußere (breaker) und eine innere (surf) Zone (RWa, RWi) untergliedert. Der Wattstrombereich (WS) wurde wegen der stark unterschiedlichen Morphodynamik und Morphometrie in eine Kontributions-, eine Durchfluß- und eine Distributionszone (WSkon, WSDurch und WSDis) untergliedert. Der Wattstrombereich laut SIEFERT liegt dabei innerhalb WSDurch. Der Platenbereich (PR) schließlich ist aufgrund der unterschiedlichen Morphodynamik in einen exponiert zur Brandung und Strömung liegenden Bereich und einen geschützt liegenden Bereich (Pe und Pg) unterteilt worden. Wegen der starken hydro- und morphodynamischen Verknüpfung des Pe und WSDis sind beide in einem Teilgebiet (Pe/WSDis) zusammengefaßt worden, das mit dem Platenbereich (PR) laut SIEFERT zu vergleichen ist.

Das „Tiefere Wasser vor dem Watt“ (TW) laut SIEFERT liegt weitgehend im Bereich der Elbmündung und stimmt gut überein mit dem Ästuarrandbereich (ÄR), wie er in der vorliegenden Arbeit verwendet wird. Mit „Tieferes Wasser vor dem Watt“ (TW) laut HOFSTEDE (die sogenannte „Transition Zone“) wird ausschließlich das Gebiet direkt westlich vom RWa verstanden.

Schließlich ist noch ein „Antropogener Bereich“ (AN) hinzugefügt worden, womit die Teilgebiete gemeint sind, wo die natürliche Dynamik durch menschliches Eingreifen stark gestört wurde.

Die vorliegende Arbeit stellt somit eine Erweiterung der von SIEFERT (1987) durchgeführten Untersuchungen dar. Dabei stellte sich heraus, daß eine genauere morphodynamische Charakterisierung eines Wattgebietes anhand der entwickelten Ansätze möglich ist, wenn man das Gesamtgebiet betrachtet.

5. Schlußfolgerungen

Anhand der Umsatzrate \bar{h}_u/a_0 kann die allgemeine Morphodynamik eines Gebietes charakterisiert werden.

Erwartungsgemäß werden die höchsten Umsatzraten dort gefunden, wo starke Seegangsenegie-Einwirkung kombiniert mit hohen Tideströmungsgeschwindigkeiten auftritt (Pe/WSDis). Auch relativ nah an der Küste, im WSkon, werden sehr hohe Umsatzraten, verursacht durch die starke Mäanderbildung der Priele in diesem Bereich, gefunden. Ein dritter Bereich mit sehr hohen Umsatzraten ist der RWa, wo ein Großteil der primären

Seegangsenergie umgewandelt wird. Der vierte und letzte Bereich, wo sehr hohe Umsatzraten angetroffen werden, stellt die Elbkante (ÄR) dar, wo eine stark ausgeprägte Flutströmung vorherrscht.

Die morphologische Varianz β läßt sich gut als Parameter zur Erkennung von tendenziellen Entwicklungen verwenden.

Die sehr geringen β -Werte im Wattstrombereich, südöstlich von Scharhörn, im Scharhörnloch und im Neuwerker Fahrwasser sind alle auf langfristig gleichbleibende Tendenzen zurückzuführen: die säkulare nordostwärts gerichtete Verlagerung der Wattströme, die säkulare ostwärts gerichtete Verlagerung Scharhörns, die Zuschüttung des Scharhörner Loches und die Verklappungen im Neuwerker Fahrwasser.

Sehr große β -Werte dagegen werden dort angetroffen, wo zwar viel Material transportiert wird, die Topographie aber relativ stabil (ohne zu- oder abnehmende Tendenz) ist, wie im RWa, BW und ÄR.

Anhand der asymptotischen Umsatzhöhe \bar{h}_u schließlich lassen sich die maximalen mittleren Höhenänderungen, die in einem Gebiet auftreten können, abschätzen.

Die höchsten Werte trifft man erwartungsgemäß in den reliefreichsten Gebieten, den Wattströmen, an. Eine Ausnahme dieser Regel stellt die Elbkante dar, wo zwar die größten Höhenunterschiede des Wattkomplexes existieren, aber nur geringe \bar{h}_u -Werte vorherrschen. Dies ist ein zweites Indiz für die große Stabilität der Elbkante.

Die Ergebnisse zeigen, daß sich der Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex anhand der entwickelten Parameter in Teilgebiete unterschiedlicher Morphodynamik untergliedern läßt (Abb. 4 u. 5). Die große Streubreite der Kennwerte deutet allerdings darauf hin, daß die morphodynamische Untergliederung des Wattkomplexes durch weitere Analysen noch verbessert werden kann. Momentan wird untersucht, ob die Kennwerte der Teilgebiete auf ähnliche Wattkomplexe übertragbar sind.

6. Schriftenverzeichnis

- BARTHEL, V.: Vergleich der Topographie 1974–79 des Testfeldes „Knechtsand“ im Rahmen des MORAN-Projektes. Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydr. Untere Elbe, Studie 51 (unveröff.), 1981.
- CARTER, R. W. G.: Coastal environments. An introduction to the physical, ecological and cultural systems of coastlines. Academic press, Harcourt Brace Jovanovich, Publ., London, 1988.
- DE RONDE, J. G. u. VOGEL, J. A.: Zeespiegelrijzing, hydro meteo scenario's. Rijkswaterstaat, dienst getijdewateren, nota: GWA0-88.015, 1989.
- GÖHREN, H.: Beitrag zur Morphologie der Jade- und Wesermündung. Die Küste, H. 13, 1965.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. Hamb. Küstenf., H. 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 19, 1971.
- GÖHREN, H.: Zur Dynamik und Morphologie der hohen Sandbänke im Wattenmeer zwischen Jade und Eider. Die Küste, H. 27, 1975 a.
- GÖHREN, H.: Die Sedimente im küstennahen Watt zwischen Elbe und Weser. Hamb. Küstenf., H. 33, 1975 b.
- HOFFMANN, J., KAYES, D. u. TITUS, J.: Projecting future sea level rise. Gov. Printing Office, Washington D.C., 1983.
- HOFFSTEDE, J. L. A.: Seegangsenergieumwandlung im Außenwatt des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes (Innere Deutsche Bucht) in Vorb.
- HOFFSTEDE, J. L. A. u. SCHÜLLER, A.: Dynamisch-morphologische Analysen im Wattengebiet der

- Deutschen Bucht. Ergebnisse des KFKI-Projektes MORAN I und Ausblicke für MORAN II. Hamb. Geogr. Studien, H. 44, 1989.
- NIEMEYER, H. D.: Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste. In: Die Küste, H. 34, 1979.
- NIEMEYER, H. D.: Ausbreitung und Dämpfung des Seegangs im See- und Wattengebiet von Norderney. Jber. 1985, Forsch.-Stelle Küste, Bd. 37, Norderney, 1986.
- RAGUTZKI, G.: Vergleichende bodenphysikalische Untersuchungen über die Eigenschaften von Schlick in Verlandungsgebieten. Jber. 1972, Forsch.-Stelle f. Insel- und Küstenschutz, Bd. 24, Norderney, 1973.
- REINECK, H.-E.: Die Größe der Umlagerungen im Neuwerk/Scharhörner Watt. Hamb. Küstenf., H. 33, 1975.
- REINECK, H.-E. u. SINGH, I. B.: Depositional Sedimentary Environments; with Reference to Terrigenous Clastics. Second, revised and updated Edition. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1980.
- RENGER, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Wateinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 43, 1976.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 40, 1974.
- SIEFERT, W.: Morphologische Analysen für das Knechtsand-Gebiet (Pilotstudie des KFKI-Projektes MORAN). Die Küste, H. 38, 1983.
- SIEFERT, W.: Hydrologische und morphologische Untersuchungen für das Mühlenberger Loch, die Außeneste und den Neßsand. Hamb. Küstenf., H. 43, 1984.
- SIEFERT, W.: Umsatz- und Bilanzanalysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht; Grundlagen und erste Auswertungen (Teil 1 der Ergebnisse eines KFKI-Projektes). Die Küste, H. 45, 1987.
- SIEFERT, W. u. BARTHEL, V.: The German „MORAN“ Project. Proc. 17th Intern. Conf. on Coastal Eng., Sydney 1980, ASCE, New York, 1981.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- VAN ALPHEN, J. S. L. J., u. DAMOISEAUX, M. A.: A morphological map of the Dutch shoreface and adjacent part of the continental shelf (1 : 250 000). Rijkswaterstaat, directie Noordzee, Nota: NZ-N-87.21/MDLK-R-87.18, 1987.

Bilanzentwicklung im Küstenvorfeld der südöstlichen Nordsee

VON ANDREAS SCHÜLLER

Zusammenfassung

In dem südlich der Elbemündung anschließenden Wattkomplex können auf der Basis von Bilanzerhebungen (Auf-/Abtragshöhen) für 1 km² große Flächen physiognomische Einheiten ausgewiesen werden (vgl. Tabl 1). Die Gesamtbilanz für den Neuwerk/Scharhörner-Wattkomplex (286 km²) zeigt für den Zeitraum von 1965 bis 1979 einen Volumenverlust von 45,5 Mio m³. Die deutlichsten Verluste verzeichneten die strömungsgeprägten Wateile Till, Barren- und Platenzone im Bereich der Höhenhornsände und Robbenplatten, und auch im küstennahen, von Prielen stark gegliederten Neuwerker Watt sind signifikante Materialverluste eingetreten. In den reliefreicheren Abschnitten des Küstenvorfeldes bewirken die Materialverluste in den tieferen Bereichen (in der Till ab SKN - 6 m [SCHÜLLER, 1989]) eine Vergrößerung der Tiderinnen. Halten diese Entwicklungen weiter an, besteht die Gefahr, daß Seegang und Tideströmung in einem immer stärker werdenden Ausmaß die Festlandsküste erreichen und die Küstensicherungseinrichtungen beanspruchen.

Für das mit geringeren Höhenunterschieden ausgestattete Scharhörnriff sind dagegen keine signifikanten Bilanzen errechnet worden.

Auf dem hohen Watt zwischen Neuwerk und Scharhorn liegen kleine Einheiten mit positiven und negativen Bilanzen eng beieinander, für die sich insgesamt eine statistische Aufhöhung dieses Areals um rd. 6 cm errechnet. Der Materialzuwachs, der durch den Sedimenttransport mit der Tideströmung verursacht wird, übertrifft hier den säkularen Anstieg des MThw.

Die auffälligste Veränderung der hydrographischen Verhältnisse (Pegel Cuxhaven) bis etwa zur Mitte der 80er Jahre ist weniger der Anstieg des MThw als vielmehr die markante Tidehuberhöhung (vgl. Abb. 1b), die vornehmlich auf der Absinktendenz des MTnw beruht. Die negativen Bilanzen in großen Teilen des Watts müssen in Zusammenhang mit dem Wandel im hydrographischen Regime (absinkendes Erosionsniveau; die Vergrößerung der Tidewassermenge mit dem Tidehubanstieg fordert eine Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten) gesehen werden.

Summary

An analysis of the balance heights (net sedimentation and erosion amounts) within a 1 km² grid for a 286 km² tidal flat region south of the entrance to the Elbe Estuary, allows a classification of different areas within the Neuwerk/Scharhorn tidal flats (Tab. 1).

A comparison between the topographical situations between 1965 and 1979 shows an overall sediment loss of 45.5 mio m³.

Significant erosion was determined in the areas where current conditions are dominant. These areas are the Till tidal inlet below -6 m MSpLW (SCHÜLLER, 1989); the intertidal channel zone of the Höhenhornsände and Robbenplatten; and the tidal flats between Neuwerk and the mainland. If this development continues, the erosion in these shallow water areas will be a serious threat for the coastline.

A statistical analysis of the elevated tidal flats (Scharhörner Watt), which contain fewer intertidal channels, shows an increase in height of 6 cm. This exceeds the amount of secular sealevel rise.

Until the beginning of the 80s, the most striking change in the hydrographic conditions (as noted at the tide gauge at Cuxhaven), was not the increase in MThw, but rather the increase of tidal range, primarily associated with the decrease in MLW (see Fig. 1b). The negative trend in the balance heights seems to be correlated with the higher flow velocities induced by these changes.

Inhalt

1. Einführung	214
2. Untersuchungsgebiet und -zeitraum.	216
2.1 Zur Genauigkeit der Vermessung	217
3. Methodik der Kartenauswertung	217
4. Ergebnisse	220
4.1 Gliederung des Untersuchungsraumes nach der Bilanzentwicklung.	220
4.1.1 Wattkerngebiet	220
4.1.2 Wattstromgebiet der Till	221
4.1.3 Außenwattsaum	222
4.1.4 Weitere kleinere Gebiete mit auffälligen Bilanzentwicklungen	224
4.2 Ergebnis der Bilanzierung	226
5. Schriftenverzeichnis	229

1. Einführung

In dem vorliegenden Bericht wird der Themenbereich *Bilanzen* aus dem laufenden MORAN-Projekt erörtert. Das MORAN (*Morphologische Analysen Nordseeküste*)-Projekt wird vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) getragen und durch Mittel des Bundesministers für Forschung und Technologie (BMFT) und Eigenleistungen der beteiligten Dienststellen finanziert. Der KFKI-Projektgruppe MORAN, Herrn Prof. Dr. F. Voss und im besonderen Herrn Prof. Dr. W. Siefert und seinen Mitarbeitern in Cuxhaven gilt ein Dank für die weitreichende Unterstützung bei der Fortführung der MORAN-Arbeiten.

Die Küsten und Flußmündungen am Rand flacher Schelfmeere mit Gezeitenwirkung gehören zu denjenigen Formengemeinschaften, deren Gestaltung sich in fortwährender Umwandlung befindet. Das Vorfeld vor der Deichlinie ist ein Puffer- und Umwandlungsraum für die aus Seegang und Strömung freigesetzten und auf die Sedimentoberfläche einwirkenden Energien. Im Wechsel der Gezeiten werden die Oberflächensedimente stetig mobilisiert, aufgearbeitet und bei ausreichender Sohlschubspannung transportiert.

Die amphibischen Wattflächen und die zugehörigen Be- bzw. Entwässerungsbahnen (Priele, Wattströme) zeichnet eine hohe morphologische Aktivität aus. Hierbei haben die von der Hydrosphäre ausgehenden Agenzien Tideströmung und Seegang den stärksten Einfluß auf die Formenvergemeinschaftung und den Formenwandel im Watt. Die gestaltende Kraft des Windes ist im allgemeinen von untergeordneter Bedeutung, kann aber im Einzelfall bei günstigen Witterungsbedingungen zur Formengebung im Watt beitragen.

In den vergangenen knapp drei Jahrzehnten registrierte man an der südlichen Nordseeküste eine beachtenswerte Entwicklung der Tidewasserstände (FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985; ROHDE, 1977; SIEFERT, 1982; NIEMEYER, 1986). Mit dem sich abzeichnenden beschleunigten Ansteigen des MThw hielt das MTnw nicht Schritt und zeigte an einigen Pegeln eine fallende Tendenz. Die Erhöhung des Tidehubes (am Pegel Cuxhaven/Steubenhöft um rd. 6 %) war die zwangsläufige Folge dieser Wasserstandsentwicklungen (vgl. Abb. 1 a-b). Weiterhin wurden bis in die 80er Jahre eine wachsende Sturmfluthäufigkeit und eine Zunahme der Sturmflut-Scheitelhöhen beobachtet.

Neben diesen regional beobachteten Entwicklungen wurden mit variierten Szenarienvorgaben (Stichwort: Treibhauseffekt) Prognosen für einen globalen Meeresspiegelanstieg erstellt, die von wenigen dm bis über 3 m bis zum Jahre 2100 reichen (vgl. dazu z.B.: HOFFMAN et al., 1983; FLOHN, 1985). Auch wenn der Meeresspiegelanstieg weit unter dem Pessimum bleiben wird, ist es im Hinblick auf den vorsorgenden Küstenschutz von hochran-

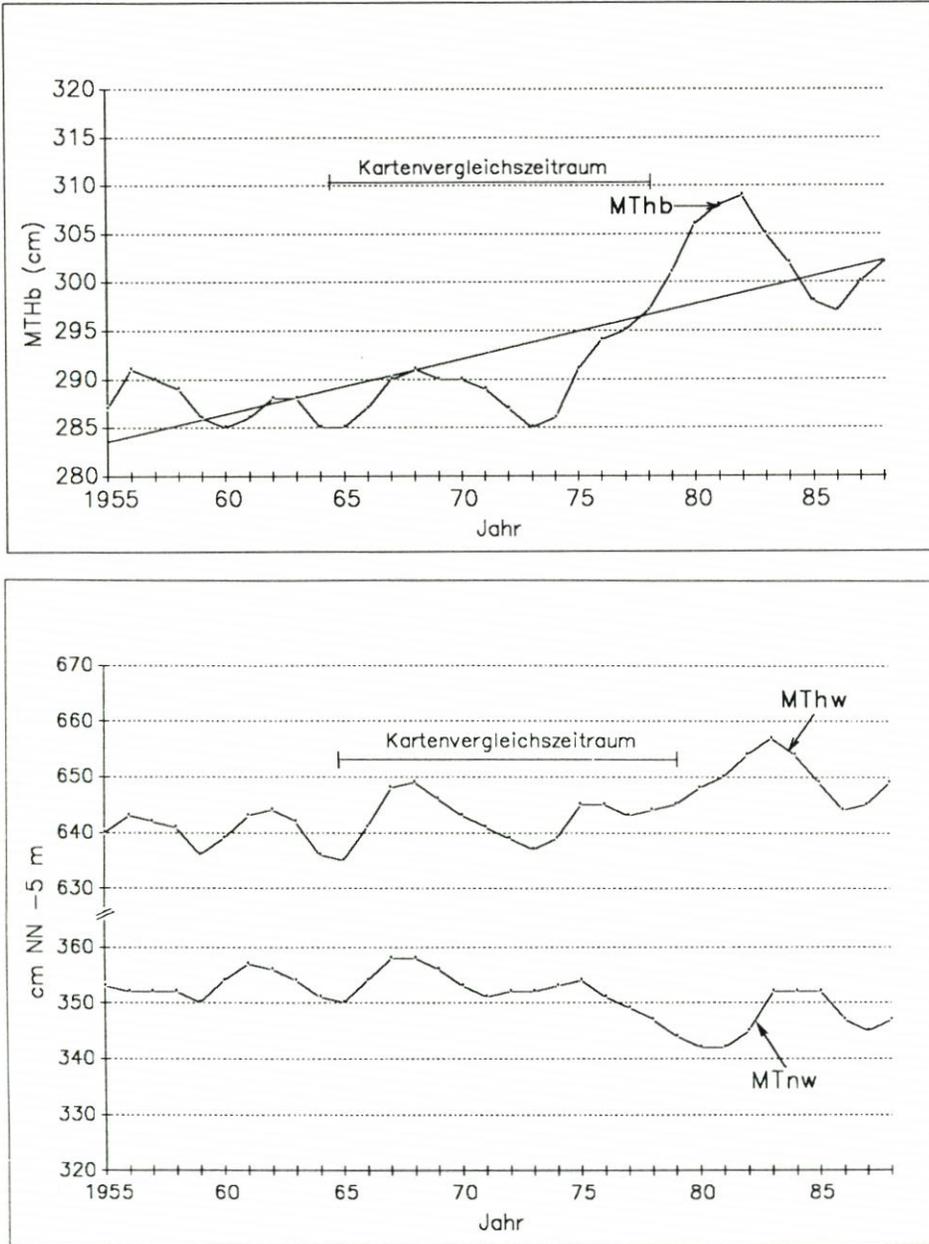


Abb. 1: Entwicklung der Wasserstandshöhen von MThw und MTnw (a) sowie MThb (b) am Pegel Cuxhaven/Steubenhöft (3jährige übergreifende Mittel, Ausschnitt aus der bis 1855 zurückreichenden Pegelaufzeichnung)

giger Bedeutung, die sich mit dem Wandel der hydrographischen Regimebedingungen einstellenden morphologischen Veränderungen im Küstenvorfeld im säkularen, wie auch im kürzeren, dezentialen Zeitmaßstab zunächst zu erfassen und dann auch abschätzen zu können.

2. Untersuchungsgebiet und -zeitraum

Die Watten im inneren Teil der Deutschen Bucht zwischen den Ästuaren von Weser und Elbe sind im Unterschied zu den Watten West-, Ost- und Nordfrieslands nicht durch vorgelagerte Inselbarrieren vor der offenen Nordsee geschützt (vgl. Abb. 2). Dies bringt eine stärkere Exponiertheit gegen die von der offenen See ausgehenden morphologisch wirksamen Kräfte mit sich.

Im Zuge der Planungsarbeiten für den Bau eines Tiefwasservorhafens in der Elbemündung wurde das in Abbildung 2 markierte Wattgebiet vor der Küste Cuxhavens in den 60er und 70er Jahren in einem meist zweijährigen Abstand topographisch aufgenommen. Dabei sind die zwischen Thw und Tnw liegenden Flächen durch terrestrische Nivellements, die ständig überflutenden Gebiete durch Peilungen höhenmäßig erfaßt worden. Weitere Aufnahmen des Küstenvorfeldes wurden vom KFKI im Rahmen der überregionalen Küstenforschung in den Jahren 1974/75 und 1979/1981 erstellt.

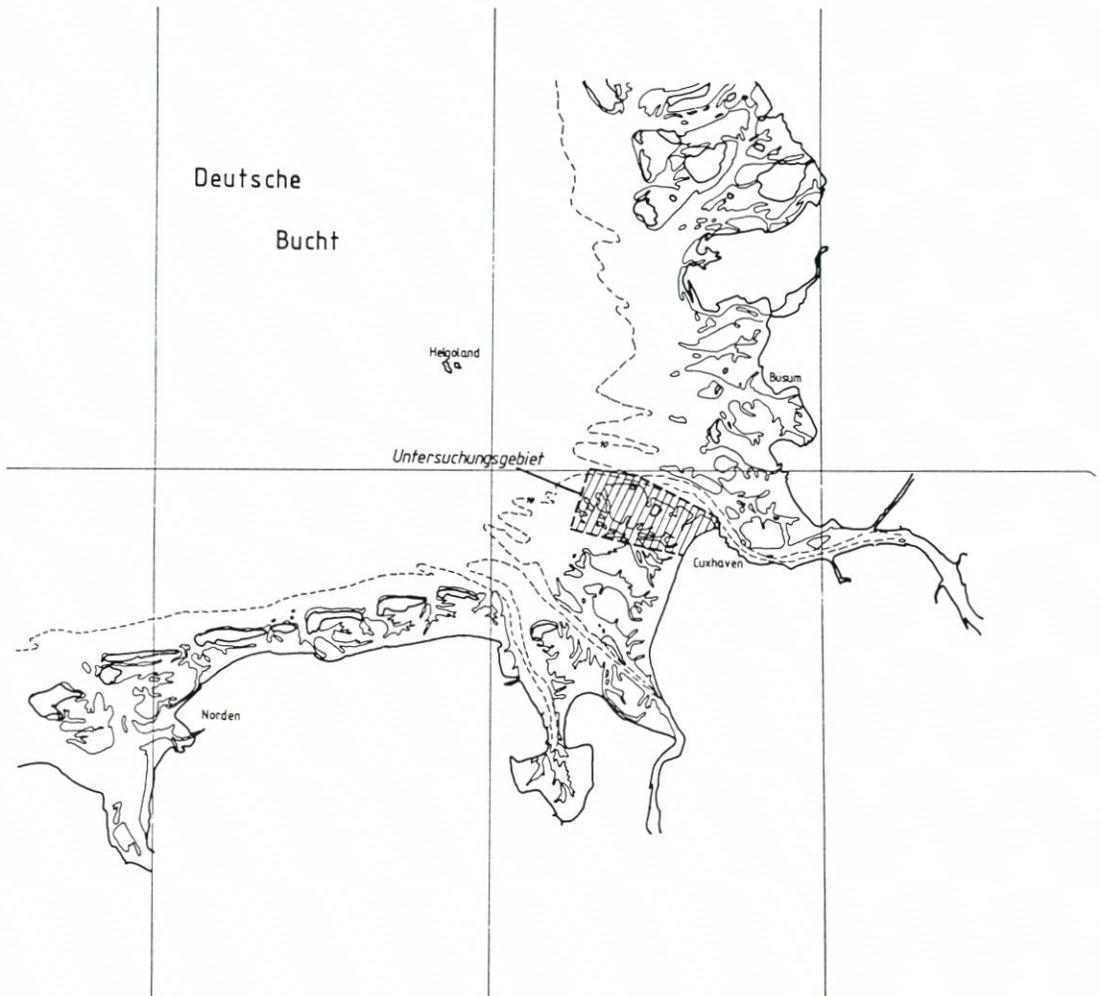


Abb. 2: Übersichtsplan Deutsche Bucht mit dem Untersuchungsgebiet

Für den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex liegen damit für den Zeitraum zwischen 1965 bis 1979 acht topographische Geländeaufnahmen vor. (Einzelne Teilflächen wurden bis zu 15mal vermessen.)

Die aufgenommenen Höhenwerte sind in Wattkarten 1:10 000 dargestellt. Diese Karten sind alle nach einem einheitlichen Verfahrenshergang entstanden und eignen sich somit für die Durchführung von Kartenvergleichen¹⁾ mit dem Ziel der Erfassung topographischer Veränderungen im Erscheinungsbild des Wattes und deren Quantifizierung. Für topographische Vergleiche im Tillgebiet stand zusätzlich noch eine Aufnahme (1:20 000) des WSA Cuxhaven aus dem Jahre 1986 zur Verfügung.

2.1 Zur Genauigkeit der Vermessung

Von der KFKI-Projektgruppe MORAN wurden Angaben zur Genauigkeit der Höhenbestimmungen erarbeitet, die wie folgt lauten (SIEFERT, 1983 und 1987):

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)

3. Methodik der Kartenauswertung

Das Verfahren²⁾ basiert auf dem Kartenvergleich von zwei aufeinanderfolgenden Geländeaufnahmen. Es werden also zwei zeitlich getrennte topographische Geländezustände miteinander verglichen. Dazu wird über das Untersuchungsgebiet ein an Gauss-Krüger-Koordinaten orientiertes Raster mit Quadraten (kleine Einheiten) von 1 km Seitenlänge gelegt. Jedes dieser Quadrate ist wiederum in Teilflächen von 100×100 m unterteilt, für die aus den Wattgrundkarten ein gemittelter Tiefenwert entnommen wird. Die auf diesem Wege für ein Quadrat von 1 km² ermittelten 100 Tiefenwerte werden mit den entsprechenden Tiefenwerten der nächst folgenden Geländeaufnahme verglichen. Für die Teilflächen (n) einer Kleinen Einheit erhält man so die Bilanzhöhen (h_b') als Auf- (h_s') oder Abtragshöhen (h_e'), deren Summe nach Mittelung die mittlere Bilanzhöhe (h_b) für eine Kleine Einheit ergibt.

Danach sind

$$\Sigma h_b' = \Sigma (h_s' + h_e')$$

und damit die mittlere Bilanzhöhe

$$h_b = 1/n \cdot \Sigma h_b'$$

¹⁾ Die Erfahrung zeigt, daß der quantitative Kartenvergleich auf den Zeitraum 1965–79, der durch die genannten, einheitlichen Kartenunterlagen abgedeckt ist, beschränkt bleiben mußte, um größere Ungenauigkeiten zu vermeiden.

²⁾ Ausführlicher ist das MORAN-Auswertungsverfahren bei SIEFERT (1983, 1987) beschrieben.

Für das Untersuchungsgebiet sind für jede „Kleine Einheit“ die Bilanzen der jeweils kürzest möglichen Vergleichszeiträume aus dem vorliegenden Datenpool für die weiteren Auswertungen herangezogen worden. Die Bilanzwerte für die Vergleichszeiträume 1965–66, 66–68, 68–70, 70–72, 72–74, 74–76 und 76–79 wurden kumulativ aufsummiert und zu Bilanzganglinien zusammengestellt. Für jede Ganglinie wurde dann die Ausgleichsgerade berechnet. Aus deren Steigung (E) ist die Höhenänderung pro Vergleichszeitraum³⁾ (Vz) (cm/Vz) oder pro Jahr (cm/J) ableitbar, und es kann damit die weitere Entwicklung abgeschätzt werden. In Abbildung 3 ist das Auswerteschema beispielhaft für eine Kleine Einheit aus dem Wattstromgebiet der Till dargestellt.

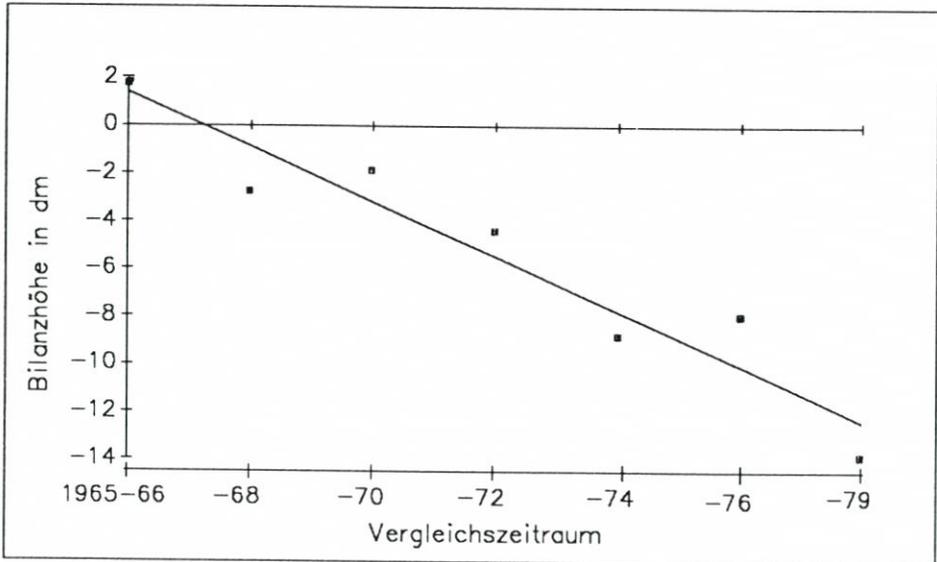


Abb. 3: Beispiel für die Auswertung der Bilanzentwicklung Kleiner Einheiten: Bilanzhöhen (kumulativ) und Ausgleichsgerade

Die z. T. sehr starken Schwankungen einzelner Bilanzwerte um die Ausgleichsgerade verdeutlichen, daß bei den komplexen Prozeßgefügen in einem Wattgebiet Formänderungen meist nicht geradlinig ablaufen. Im Hinblick auf eine Abschätzung der zukünftigen Entwicklung ist es notwendig, die Variation der Bilanzen miteinzubeziehen, d. h., der Korrelationskoeffizient als Maß für die Signifikanz, mit der die Ausgleichsgerade die Bilanzpunkte repräsentiert, sollte beachtet werden.

Stellt man E für jede Kleine Einheit auf einer Karte (Abb. 4) zusammen, so zeigt sich eine deutliche Gliederung des gesamten Wattkomplexes (Abschnitt 4.1) in Areale mit bevorzugtem Abtrag bzw. Anwachs. Für die so ausgewiesenen physiographischen Teileinheiten wurde eine Bilanzierung der Auf- und Abtragshöhen für den Vergleichszeitraum 1965–79 (Vergleich der topographischen Zustände 1965 und 1979) erstellt.

³⁾ Der Vergleichszeitraum beträgt im Mittel zwei Jahre. Danach ergibt $E/2$ angenähert die Höhenänderung pro Jahr.

4. Ergebnisse

4.1 Gliederung des Untersuchungsraumes nach der Bilanzentwicklung

4.1.1 Wattkerngebiet

Für die Wattflächen vor der Sahlenburg-Duhner Küste bis zur Scharhörnplatte, mit Neuwerk im Zentrum, sind die Werte für E klein. Sie zeigen damit nur geringe Änderungen für den Zeitraum 1965–79 an. Diese Wattflächen stellen in gewisser Weise den zentralen Wattkern mit einem nur schwach ausgeprägten morphologischen Formenwandel dar.

Bei Beachtung des Vorzeichens von E (Steigung der Ausgleichsgeraden) wird eine Zweigliederung des Wattkerngebietes offensichtlich:

- a) Das küstennahe Watt, zwischen Neuwerk und der Festlandsküste, (Neuwerker Watt) mit überwiegend negativer Bilanzentwicklung und
- b) das Scharhörner Watt, zwischen Neuwerk und Scharhörn, mit Kleinen Einheiten mit negativen bzw. positiven Bilanzentwicklungen.

a) Neuwerker Watt

Die höchstgelegenen Wattflächen erreichen auf der Wattwasserscheide Höhen um SKN + 1,70 m, die größten Tiefen reichen im Bakenloch und Buchtloch bis an SKN - 8 m heran. Die Zerschneidung der Wattflächen durch die verzweigten Prielausläufer ist ausgeprägt. (Hier sei an die Arbeit von RENGER [1976] erinnert, der für die morphometrische Beschreibung von Wattflächen ein dimensionsloses Zergliederungsmaß einführte.)

Aus den Auswertungen von Nivellements über das Watt von Cuxhaven nach Neuwerk folgerten SIEFERT u. LASSEN (1987), daß sich zumindest im Bereich der Wattwasserscheide die mittlere Watthöhe in den letzten 120 Jahren nicht geändert hat. Um den Bilanzentwicklungen (negative E) gerecht zu werden, die in Abbildung 4 für das küstennahe Watt (Neuwerker Watt) dargestellt sind, kann damit gefolgert werden, daß vor allem in den von Prielen zerschnittenen Wattflächen Material abgetragen wurde. Für den Untersuchungszeitraum läßt sich feststellen, daß sich die Prielendungen im Neuwerker Watt fast ausnahmslos weiter zur Wattwasserscheide hin eingeschnitten haben (Abb. 5).

Die Entwicklung im Neuwerker Watt reiht sich in die von STEPHAN (1985) beschriebenen Vorlandabbrüche an der Wurster Küste ein, von denen in stärkerem Maße der Küstenabschnitt im Bereich der Robinsbalje betroffen ist.

b) Scharhörner Watt

Große Teile der Wattflächen liegen höher als SKN + 2 m, und die Zerschneidung durch Priele (Wittsandloch, Neuwerker Loch, Hundebalje, Scharhörnbalje) ist nicht weit fortgeschritten. Die strömungsbedingte Umformung des Wattkörpers ist daher weniger wirksam. Bei mittleren Tideverhältnissen mit einem Wasserüberstau von weitläufig weniger als 15 dm gehen von Tideströmung und Seegang nur eine geringe morphologische Wirkung auf die Wattsohle aus.

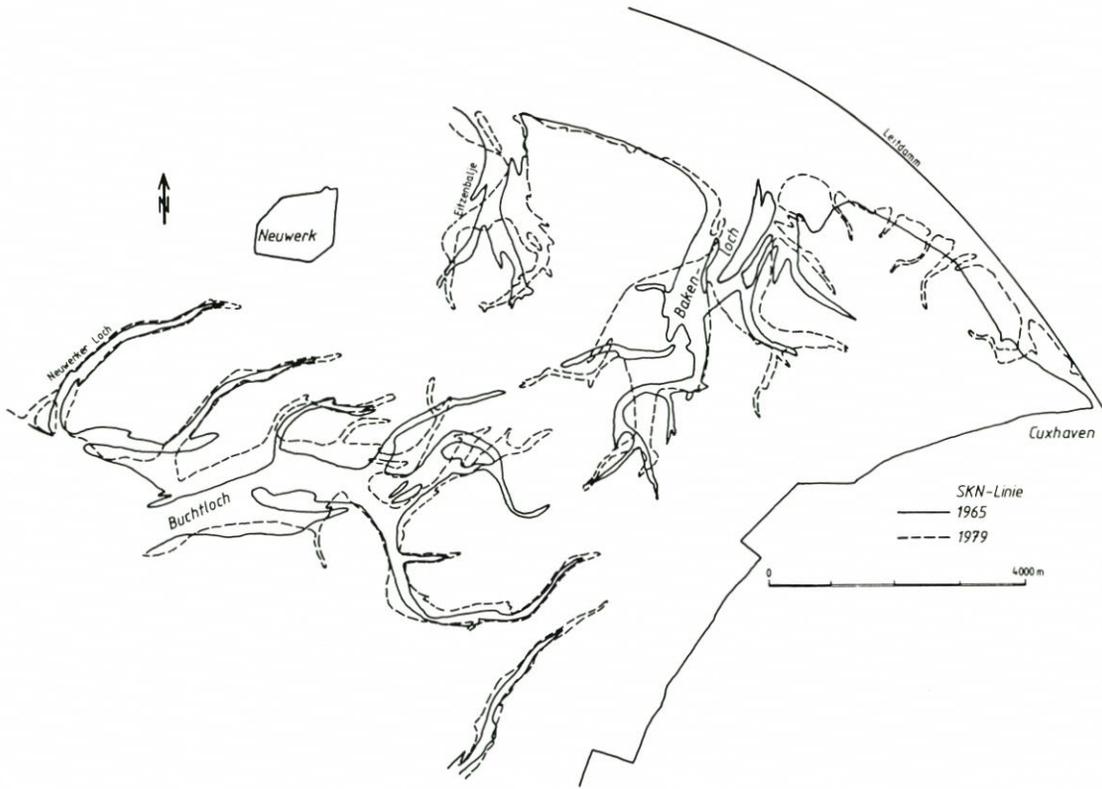


Abb. 5: Morphologische Veränderungen der Priele zwischen Neuwerk und der Küste

Kleine Einheiten mit positiver wie auch negativer Bilanzentwicklung wechseln einander ab, wobei in einer nordöstlichen Zone zwischen Neuwerk und Scharhorn positive Entwicklungen häufiger sind (vgl. GÖHREN, 1971).

4.1.2 Wattstromgebiet der Till

Die Till hat die Funktion der Hauptbe- bzw. -entwässerungsrinne für das südliche Wattkerngebiet. Sie mißt rd. 12 km Länge und hat dabei einen gestreckten Verlauf, was auf hohe Strömungsgeschwindigkeiten hindeutet. Die Auswertung von Strömungsmessungen durch GÖHREN (1969) zeigte, daß bei Flut- und Ebbeströmung Strömungsgeschwindigkeiten von über 120 cm/s auftraten. Die vertikale Tiefenverteilung reicht von 0 m (SKN) bis unter SKN - 16 m.

Die Bilanzentwicklung der Till ist deutlich negativ ausgerichtet. Die Analyse von Niveaufächengrößen-Änderungen (SCHÜLLER, 1989) verdeutlichte, daß die Erosion vornehmlich den Tiefenbereich ab etwa SKN - 6 m (vgl. Abb. 6) erfaßt und in den Niveaus von SKN - 10 bis - 14 m eine signifikante Korrelation ($r = 0,90$) zwischen Tidehubentwicklung und Wasserflächenvergrößerung besteht. In den Abbildungen 7 und 8 sind in einem Profil durch die Wattstrommitte und an zwei Querprofilen die topographischen Veränderungen in der Till zu erkennen.

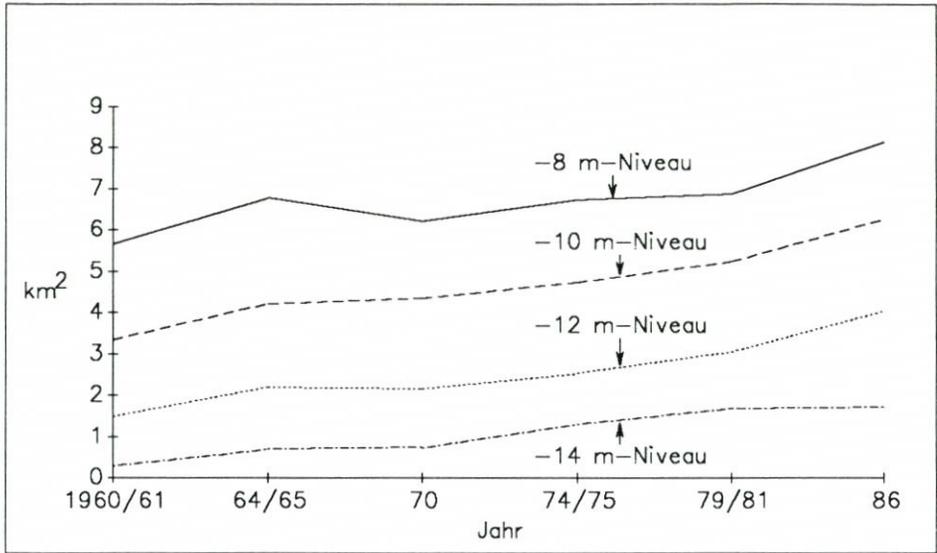


Abb. 6: Flächen-Zeit-Diagramm für Wasserflächen in der Till

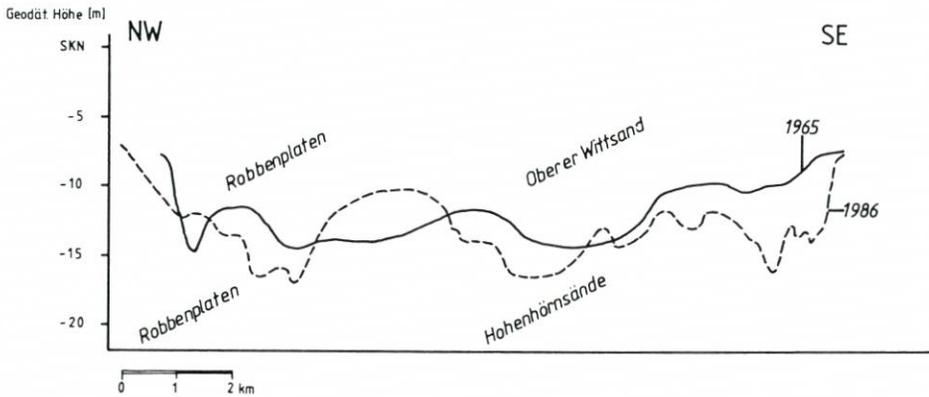


Abb. 7: Sohlenhöhenänderung in der Strommitte der Till von 1965 bis 1986

Einige in die Till hineinreichende Kleine Einheiten an den Barrenfronten der Hohenhörnsände und Robbenplatten weisen aufgrund deren ostwärtsgerichteter Verlagerung (vgl. GÖHREN, 1971) eine starke Tendenz mit Anwachs auf.

4.1.3 Außenwattsaum

Der Außenwattsaum umfaßt die westlich des Tillmittellaufs und der Tillmündung vorgelagerte Barren- und Platenzone der Hohenhörnsände und Robbenplatten und das westlich der Scharhörnplate zur Nordsee hin abtauchende Scharhörnriff.

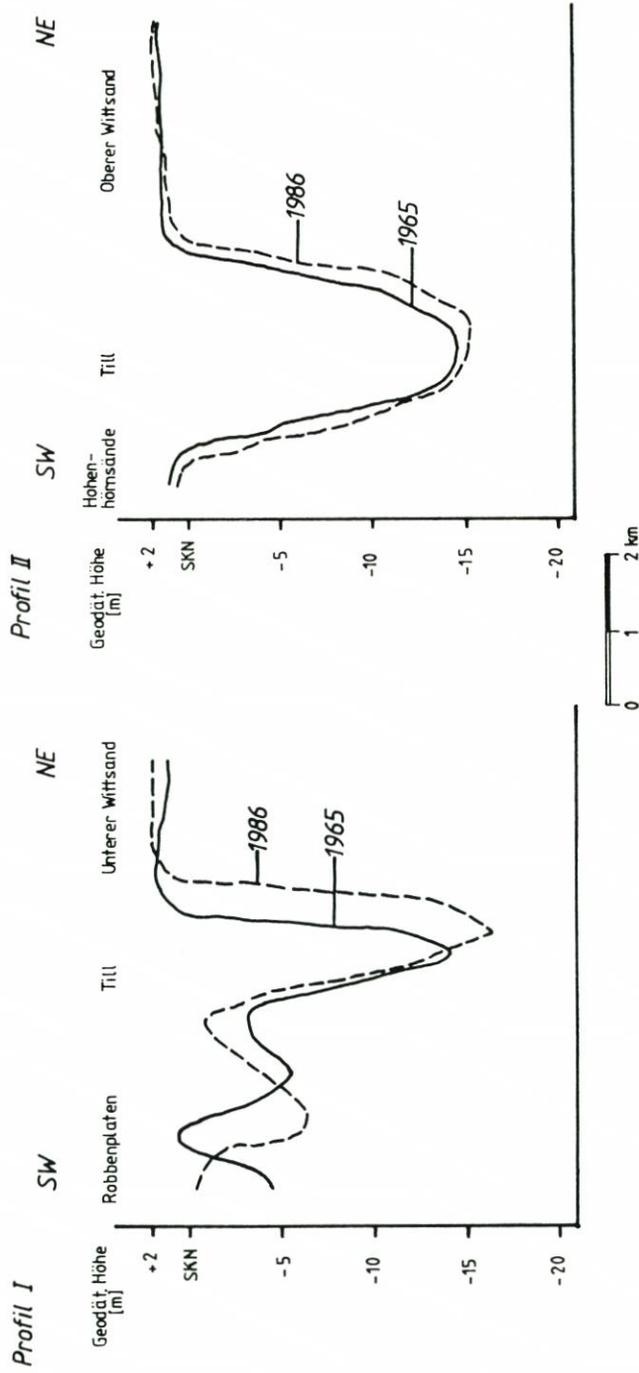
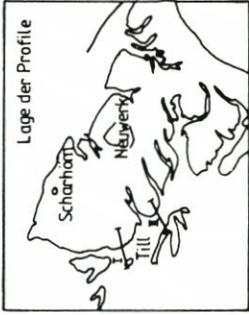


Abb. 8: Veränderung des Tüllquerschnittes zwischen 1965 und 1986 in zwei Profilen

Barren- und Platenzone

Mehrere Flut- und Ebberinnen (GÖHREN, 1971) gliedern dieses reliefreiche Gebiet mit Geländehöhen zwischen $> \text{SKN} + 1 \text{ m}$ bis $< \text{SKN} - 10 \text{ m}$. In Abbildung 4 fällt das Nebeneinander von ausgeprägten Abtrags- und Anwachsf lächen auf. Daran erkennt man die hohe Morphodynamik in diesem von der Tideströmung gestalteten Gebiet. Insgesamt ist aber die negative Entwicklung dominant.

Scharhörnriff

Vom hohen Watt vor Scharhörn taucht nach Westen der reliefarme Meeresboden zur Nordsee hin ab. Im Norden wird dieses Gebiet scharf von der steil bis $< \text{SKN} - 20 \text{ m}$ zur Elbe abfallenden Wattkante begrenzt, im Süden schließt sich die Barren- und Platenzone an. An der Westgrenze, die durch die kartenmäßige Erfassung gegeben ist, wird $\text{SKN} - 10 \text{ m}$ erreicht.

An der seeseitigen Gebietsgrenze und im Ostteil finden sich negative Bilanzentwicklungen. Der zentrale Teil des Scharhörnriffs weist positive Bilanzen auf. Insgesamt ist der Trend nur schwach ausgeprägt; die Bilanzpunkte streuen recht stark um die Ausgleichsgerade ($\bar{r} = 0,57$), und lediglich im Übergangsbereich zur Barren- und Platenzone treten deutlichere positive Entwicklungen auf.

4.1.4 Weitere kleinere Gebiete mit auffälligen Bilanzentwicklungen

In diesem Abschnitt werden solche Gebiete aufgeführt, die von den vorgenannten größeren Einheiten (vgl. Abschnitte 4.1.1–4.1.3) auffallend abweichende Bilanzhöhen aufweisen.

Wattkante nördlich Scharhörn

Dieses Gebiet fällt mit der von SIEFERT (1974) ausgewiesenen Randwattzone am nördlichen Rand der Scharhörnplate zusammen.

Für die elbseitige Wattkante der Scharhörnplate wurden deutlich negative E ermittelt. Der Abtrag bzw. das ostwärtige Rückweichen der Nordwestkante der Scharhörnplate, so wie es beispielsweise in den Isophyten-Verlagerungsplänen bei GÖHREN (1970, 1974) gezeigt wird, findet sich in der MORAN-Rasterflächenbilanzierung wieder.

Prielmündungen zum Neuwerker Fahrwasser

Die in das Neuwerker Fahrwasser mündenden Priele greifen mit ausgeprägten positiven Bilanzentwicklungen in das Wattkerngebiet ein.

Das durch Leitdamm und Mittelgrund vom tiefen Wasser der Elbe abgetrennte Neuwerker Fahrwasser stellt eine Beruhigungszone dar und wurde als Verklappungsgebiet für Baggergut genutzt. Ob der bei einigen Bilanzganglinien Kleiner Einheiten festgestellte sprunghafte Anstieg (vgl. Beispiel in Abb. 9) der positiven Bilanz unmittelbar mit den Verklappungen zusammenhängt, ist in einer anderen Untersuchung zu klären beabsichtigt.

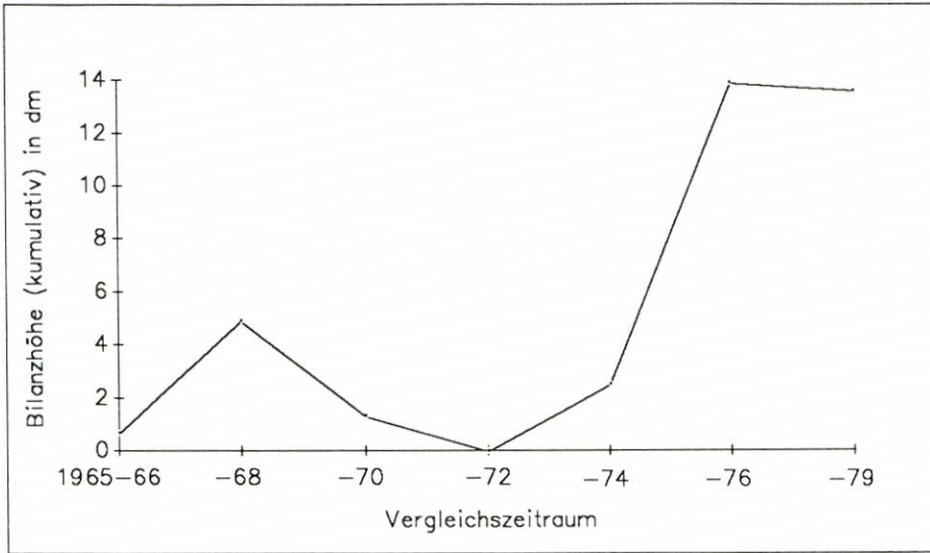


Abb. 9: Beispiel für die sprunghafte Bilanzentwicklung im Prielmündungsbereich des Buchtloches

Die Bilanzentwicklung steht in enger Bindung an die Strömungsverhältnisse. An der Elbsüdseite dominiert bei mittleren Tideverhältnissen der Flutstrom (GÖHREN, 1969), mit dem Sedimente in das Neuwerker Fahrwasser bis in die Beruhigungszone hinter dem Leitdamm verfrachtet werden. Mit dem Strömungsgeschehen wird sicherlich auch wieder verklapptes Baggergut remobilisiert und verlagert.

Scharhörnlloch

Das Scharhörnlloch zwischen Robbenplaten und Unterem Wittsand wird morphographisch der Barren- und Platenzone zugerechnet. Da es aber heute fast vollständig zusedimentiert und nicht mehr schiffbar ist und damit der Materialhaushalt des Wattes unmittelbar den menschlichen Interessensbereich berührt, wird dieses Gebiet gesondert aufgeführt. Heute muß der Weg um die Robbenplaten herum genommen werden, um in die Till zu gelangen.

Ähnlich der Scharhörnlplate zeigen auch die Robbenplaten eine ostwärtige Verlagerungstendenz. Zudem ist das Scharhörnlloch in die von GÖHREN (1971) dargestellte Materialzirkulation zwischen Till und Scharhörnlriff eingebunden. Beide Mechanismen tragen zur Auffüllung des Scharhörnllochs mit Sedimenten bei (vgl. Abb. 10).

Knechtsand-Gebiet südwestlich der Barren- und Platenzone

Im Südwesten des Untersuchungsgebietes wird ein Areal angeschnitten, das dem physiographischen Komplex des Knechtsandes zugehörig ist und vorwiegend positive E aufweist. Aus der Morphologie der westlich vorgelagerten Großformen (Rinnen und Barren) im Bereich Nordergründe-Großer Knechtsand läßt sich eine nordost gerichtete Materialbewegung ableiten, die zu den Sedimentgewinnen beiträgt.

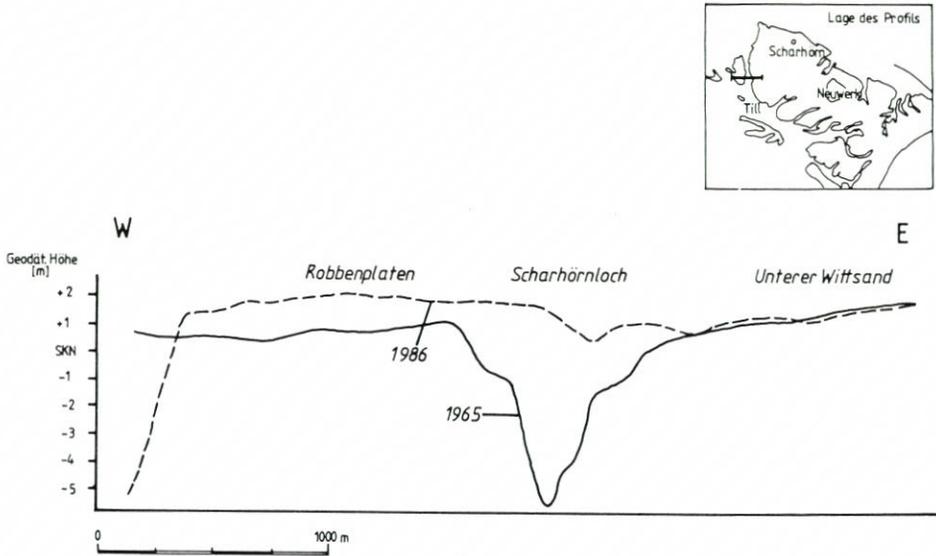


Abb. 10: Morphologische Veränderung im Scharhörnlloch zwischen 1965 und 1986

4.2 Ergebnis der Bilanzierung

In Tabelle 1 sind die Ergebnisse der Bilanzierung für das Untersuchungsgebiet aufgelistet.

Das Wattkerngebiet zeigt für das tieferliegende, küstennahe Watt eine Volumenänderung von $-8,9 \text{ Mio. m}^3$ ($= -0,17 \text{ Mio. m}^3/\text{km}^2$); dies entspricht einer rein statistischen Tieferlegung des Areal um 17 cm in 14 Jahren. Dabei ist zu bedenken, daß nach Abschnitt 4.1.1 Material bevorzugt aus den Prielen ausgeräumt wurde.

Das höher aufragende Scharhörner Watt weist einen Zuwachs von $3,01 \text{ Mio. m}^3$ ($= 0,06 \text{ Mio. m}^3/\text{km}^2$) auf. Die mittlere Geländeaufhöhung von $6 \text{ cm}/\text{km}^2$ übersteigt den Säkularanstieg des MThw. Legt man den von FÜHRBÖTER u. JENSEN (1985) für den Pegel Cuxhaven berechneten säkularen MThw-Anstieg von 25 cm zugrunde, so errechnet sich für den 14 Jahre umfassenden Zeitraum von 1965 bis 1979 eine Erhöhung des MThw um 3,5 cm. In dem tatsächlich registrierten Gang des MThw in der kurzen Zeitspanne von etwa 1965 bis 1979 ist nur ein Anstieg von 1 bis 2 cm enthalten. Daraus kann zunächst gefolgert werden, daß der Säkularanstieg des MThw ein mehr als ausgleichendes Anwachsen auf dem Hohen Watt nach sich zieht. In der Literatur ist ein solcher Entwicklungsgang für anthropogen ungestörte Wattflächen bisher nicht beschrieben worden. Für das Scharhörner Watt ist dieser Materialgewinn mit den herrschenden Sedimenttransportmechanismen klärbar. GÖHREN (1971, S. 55) schreibt dazu:

„Auf dem Scharhörnriff wird durch die Gezeitenströmungen und auch durch Triftstrom und Brandung Sand in nordöstlicher bis östlicher Richtung verfrachtet, so daß hier eine langfristig stetige Materialzufuhr in die Außenelbe und auf das Scharhörner Watt mit Sicherheit vorhanden ist.“

Weiterhin wird durch das absinkende MTnw (= seewärtige Verlagerung der MTnw-Linie) die seewärtige Ausweitung des lokalen Sedimentliefergebietes ermöglicht, aus dem

Bilanzierung für den Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex und angrenzende Gebiete

Gebiet	Fläche [km ²]	Bilanz: -Abtrag/+Anwachs [Mio m ³] [Mio m ³ /km ²]		Ø Höhenänderung [cm/km ²]	Bilanz in % v. Umsatz
<u>Wattkerngebiet</u>					
1. Neuwerker Watt	54	- 8.90	-0.17	- 17	29
2. Scharhörner Watt	54	+ 3.01	+0.06	+ 6	11
<u>Wattstrom</u>					
3. Till	25	-12.09	-0.48	- 48	22
<u>Außenwattsaum</u>					
4. Barren- u. Platenzone	78	-29.17	-0.37	- 37	21
5. Scharhörnriff	54	- 4.51	-0.08	- 8	11
<u>Weitere Gebiete</u>					
6. Scharhörnloch	4	+ 5.01	+1.25	+125	83
7. Wattkante Scharhörner	10	-11.19	+1.12	-112	84
8. Prielmündungen zum Neuwerker Fahrwasser	7	+12.33	+1.76	+176	69
9. Teilfläche des Gr. Knechtsandes	22	+17.94	+0.82	+ 82	61
Gesamt	308	-27.57	-0.09	- 9	8
Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex (ohne 9.)	286	-45.51	-0.16	- 16	14

zusätzlich Sedimente remobilisiert und in die Materialverlagerungsvorgänge miteingebracht werden können.

Im Wattstromgebiet und in der Barren- und Platenzone wurden Abträge von rd. 12 bzw. 29 Mio. m³ errechnet. Beide Bilanzwerte erreichen über 20 % des Umsatzes in den jeweiligen Gebieten (vgl. Abb. 11 a). Die Saldo-Tieferlegung der Kleinen Einheiten übersteigt mit 48 bzw. 37 cm deutlich den Ungenauigkeitsbereich der Tiefenlotungen (vgl. Abb. 11 b).

Die Bilanz für das Scharhörnriff (-4,5 Mio. m³) erreicht nur 11 % des Umsatzwertes, und die Tieferlegung der Sedimentoberfläche von im Mittel 8 cm liegt innerhalb der meßtechnischen Ungenauigkeit (vgl. Abb. 11 a, b). Die Volumenänderungen (Anwachs, Abtrag) im Zeitraum 1965-79 können damit als unsignifikant erachtet werden.

Da Anwachs- und Abtragsflächen immer eng benachbart sind, stellt sich mit zunehmender Flächengröße ein immer stärkerer statistischer Ausgleich der Bilanzhöhen ein. Kleinflächig treten daher auch größere Veränderungen auf. So wird allein in dem nur 4 km² großen Scharhörnlochgebiet mit einem Volumengewinn von rd. 5 Mio. m³ ein größerer Wert erreicht als in dem 54 km² umfassenden Scharhörner Watt (+3,01 Mio. m³). An der elbseitigen Wattkante der Scharhörnplate stehen mit -11,19 Mio. m³ 84 % des Umsatzes auf der negativen Bilanzseite. Die deutlich positiven Bilanzen in den Prielmündungen zum Neuwerker Fahrwasser sind zweifellos durch die anthropogenen Gebietsbeeinflussungen (Leitdamm, Verklappungen) verursacht.

Die herrschende Materialbewegung im Gebiet des Knechtsandes und der Nordergründe führt zu Sedimentgewinnen in der Südwestecke des Untersuchungsgebietes.

Insgesamt ergibt sich für das Untersuchungsgebiet ein Verlust von 27,34 Mio. m³ in den 14 Jahren von 1965 bis 79. Dies entspricht einer mittleren Erosionshöhe von 9 cm. Bei Umsatzhöhen von ≥ 20 dm bei Kleinen Einheiten der Barren- und Platenzone und der Till (SIEFERT, 1983, 1987; HOFSTEDE, 1989) erscheint dieser Wert relativ klein. Doch die Werte in

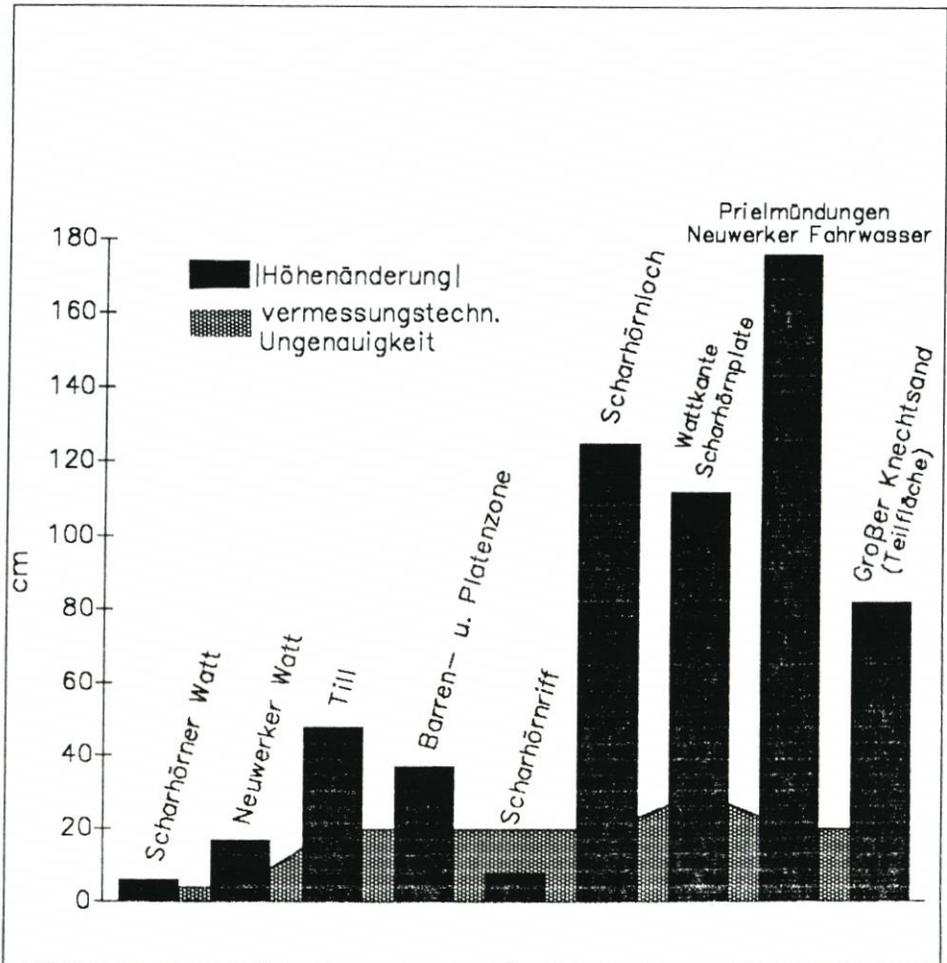
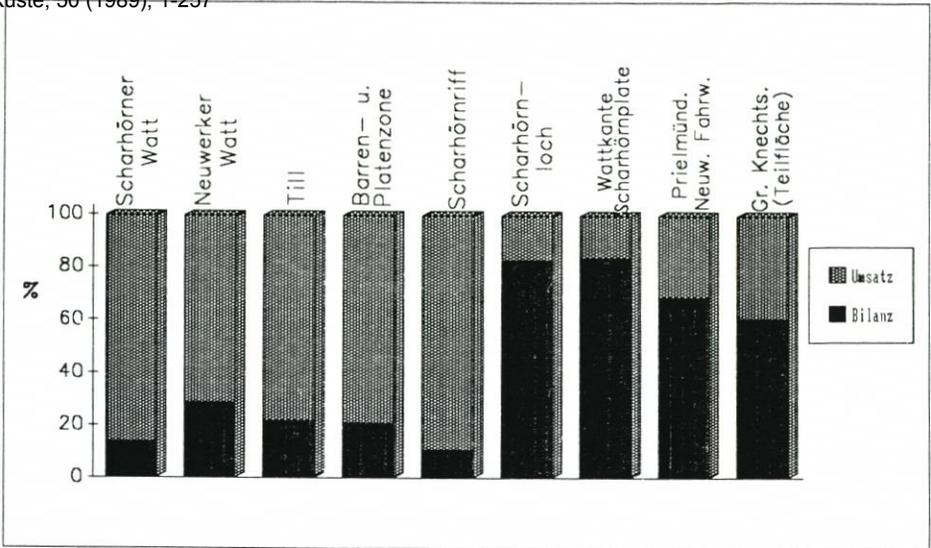


Abb. 11: Bilanzanteil in % vom Gesamtumsatz (a) und mittlere Höhenänderung und vermessungstechnische Ungenauigkeit (b) in Teilgebieten des Neuwerk/Scharhörner Wattgebietes

Tabelle 1 zeigen, daß über große Flächen gemittelt Abtragsbedingungen herrschen, die nicht von den Materialgewinnen aufgefangen werden.

Läßt man das Gebiet in der südwestlichen Ecke des Untersuchungsraumes, dessen Materialdynamik dem Komplex Knechtsand zugeordnet wird, außer Acht, dann ergibt sich für den südlich des Elbeästuars liegenden Neuwerk/Scharhörner Wattkomplex zwischen Elbkante und Knechtsand mit einer Größe von 286 km² ein Abtrag von 45,51 Mio. m³. Dies entspricht einer mittleren Höhenabnahme von 16 cm.

Mit diesem Resultat und den Ergebnissen der Bilanzanalysen für das Knechtsandgebiet (BARTHEL, 1981) und die Robinsbalje (STEPHAN, 1982) zeigt sich, daß in großen Teilen des Wattgebietes zwischen Elbe und Weser im Mittel Abtragsbedingungen überwiegen.

5. Schriftenverzeichnis

- BARTHEL, V.: Vergleich der Topographie 1974–1979 des Testfeldes „Knechtsand“ im Rahmen des MORAN-Projektes. Strom- u. Hafenbau, Referat Hydrologie Unterelbe, Studie Nr. 51, unveröff., 1981.
- EHLERS, J.: The morphodynamics of the wadden sea. Rotterdam/Brookfield, 1988.
- FLOHN, H.: Das Problem der Klimaänderungen in Vergangenheit und Zukunft. Darmstadt, 1985.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des südlichen Elbmündungsgebietes. Hamb. Küstenf., H. 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 19, 1971.
- HOFFMAN, K. S., KEYES, D. u. TITUS, J. G.: Projecting future sea level rise. Methodology, estimates to the year 2100 and research needs. 2nd edit., rev., Washington, 1983.
- HOFSTEDTE, J. L. A.: Parameter zur Beschreibung der Morphodynamik eines Wattgebietes. Die Küste, H. 50, 1989.
- HOFSTEDTE, J. L. A. u. SCHÜLLER, A.: Dynamisch-morphologische Untersuchungen im Wattgebiet der Deutschen Bucht. Ergebnisse des KFKI-Projektes MORAN I und Ausblick für MORAN II. Hamburger Geogr. Stud., H. 44, 1988.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Klassifikation und Häufigkeit von Sturmzeiten. Niedersächs. LA für Wasserwirt., Forschungsst. Küste, Bd. 38, 1986.
- RENGER, E.: Quantitative Analyse der Morphologie von Watteinzugsgebieten und Tidebecken. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 43, 1976.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- SCHLEIDER, W.: Das Peilwesen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes im Küstengebiet. Der Seewart, H. 6, 1981.
- SCHÜLLER, A.: Morphologisch-topographische Untersuchungen im Küstenvorfeld südlich der Elbemündung. Essener Geogr. Arb. 17, 1989.
- 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.: Morphologische Analysen für das Knechtsand-Gebiet (Pilotstudie des KFKI-Projektes MORAN). Die Küste, H. 38, 1983.
- SIEFERT, W.: Umsatz- und Bilanz-Analysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Grundlagen und erste Auswertungen. Die Küste, H. 45, 1987.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Zum säkularen Verhalten der mittleren Wathöhen an ausgewählten Beispielen. Die Küste, H. 45, 1987.
- STEPHAN, H.-J.: Morphologische Gestaltungsvorgänge in der Robinsbalje zwischen 1966 und 1979. Forsch.-Stelle f. Insel- und Küstenschutz, Bd. 33, Norderney, 1982.
- STEPHAN, H.-J.: Zur Vorlandentwicklung an der Wurster Küste. Forsch.-Stelle f. Insel- und Küstenschutz, Bd. 36, Norderney, 1985.

Die Höhenvariabilität einer Sedimentoberfläche – über den Einfluß hydrographischer Parameter auf morphologische Veränderungen in der Untereibe

VON HANS-JOACHIM DAMMSCHNEIDER

Zusammenfassung

Im Bereich der Insel Rhinplatte (Untereibe) wurden über einen Zeitraum von zwei Jahren kontinuierlich Messungen der mikromorphologischen Veränderlichkeit von Sedimentniveaus durchgeführt. Bewertet wurde die quantitative Entwicklung unterschiedlicher Standorte (Erosion/Sedimentation differierender Materialqualitäten). Parallel dazu wurden anhand übergeordneter, zeitlich hochauflösender hydrographischer Parameter zuordnungsfähige lokalspezifisch-morphodynamische Abhängigkeiten und Wechselwirkungsmuster gesucht.

Ziel war es, hinsichtlich der im Mittelpunkt des wasserbaulich-verkehrstechnischen Interesses stehenden Unterhaltungs-Baggermengen festzustellen, in welchem Umfang und aufgrund welcher systemimmanenten Steuerelemente Sediment (Baggergut) zeitweise „mobilisiert“ wird.

Im Ergebnis zeigt sich, daß im Schlickareal der Insel Rhinplatte eine eindeutige quantitative Korrelation zwischen der Sedimentniveaumentwicklung und Oberwasserveränderung besteht. Demgegenüber wird bei anstehendem Sand der Materialumsatz primär durch die Veränderlichkeit von Ebb- und Flutdauer bzw. die Varianz des Verhältnisses von Ebb- zu Flutdauer geprägt. Weiterhin kann überschlüssig dokumentiert werden, welche Wechselwirkungen zwischen den natürlichen Schwankungen der übergeordneten Hydrographie des Oberwassers bzw. der astronomischen Tide einerseits und lokalen Sekundärparametern wie Salzgehalt, Strömungsgeschwindigkeit oder Wasserstand andererseits zu erwarten sind.

Insgesamt wird deutlich, daß innerhalb des morphodynamischen Systems der Untereibe dominante bzw. prägende Faktoren bestehen, deren Wirkungsgrößen aus der Summe der natürlichen Interdependenzen extrahiert werden können. In diesem Sinne wäre es hinsichtlich der kurzfristigen Verfügbarkeitsplanung von Baggerkapazitäten interessant, Wahrscheinlichkeiten morphologischer Trends kybernetisch zu prognostizieren.

Summary

Two years of continuous measurements of micro-morphological elevation changes have been conducted in the vicinity of Rhinplatte Island (Lower Elbe). A quantitative evaluation of the erosion and sedimentation volumes for different qualities of material was made. An attempt was made to determine a correlation between the local observed phenomena and the detailed hydrographic data which was simultaneously measured.

The primary goal was to determine to what extent and under what conditions it is possible to mobilize the sediment in order to reduce dredging costs.

The results show that for mud deposits there is a definite correlation between the sediment levels and the river flow rates. On the other hand, sand heights are primarily influenced by changes in the duration of ebb and flood tides i.e. the variance in the ratio between the ebb and flood tide durations. An additional documentation of the interaction between natural variations of primary parameters such as the river flow rate and the astronomical tide and local secondary parameters, such as water levels, flow velocity and salt concentrations could be made.

It is apparent, that the influence of dominant factors can be seen in the interaction within the morphological systems of the lower Elbe. It would therefore be of interest to predict the probability of morphological trends using computers in order to aid in the planning of deposition areas.

Inhalt

1. Einleitung	232
2. Integrierende Meßstrategie – ein kybernetischer Ansatz	233
3. Anwendung und Ergebnisse	236
3.1 Meßstrategie	236
3.2 Untersuchungsraum und Standortqualität	239
3.3 Meßaufbau	242
3.4 Oberwasser und Schlickniveauperänderungen	244
3.5 Tidedauer, Sandniveau und Baggertrend	250
4. Fazit	254
5. Schriftenverzeichnis	257

1. Einleitung

Unterhaltsbaggerungen in Fahrrinnen gehören seit Bestehen definierter Ausbautiefen beinahe zum täglichen Betrieb der ästuarinen deutschen Seeschiffahrtsstraßen. Auch bei Betrachtung des über 100 km langen Schifffahrtsweges der Elbe zwischen Cuxhaven und Hamburg finden sich immerwiederkehrend Streckenabschnitte, die von umfangreichen Eintreibungen bzw. Untiefenbildungen betroffen werden. Der dafür verantwortliche natürliche Materialtransport bzw. die naturbedingte Materialumlagerung ist in nicht kanalisierten Gewässern wie der Unterelbe ein morphodynamisch unvermeidlicher und in diesem Sinne „normaler“ Vorgang. Andererseits ist er aus nautischer Sicht unerfreulich bzw. verkehrstechnisch kostenintensiv, denn der Eintritt solcher Fahrwassermindertiefen verursacht sowohl in der laufenden Peilarbeit (vorsorgende Tiefenkontrolle) als auch im Betrieb von Baggerfahrzeugen (Wiederherstellung der garantierten Solltiefen) eine aufwendige Logistik.

Leider kann mit dem derzeitigen Stand der Erkenntnis keine Prognose über das zeitliche Auftreten von Eintreibungen gestellt werden. Struktur und Bewegungsablauf von großräumigen natürlichen Materialumlagerungen sowie die Ablaufmuster räumlich begrenzter Untiefenbildungen (beispielsweise „inluviale Schwemmfächer“, DAMMSCHNEIDER, 1986a) sind bis auf wenige, mehr allgemeine Hinweise weitestgehend unbekannt. Besonders die potentielle, zeitabhängige Beziehung zwischen der übergeordneten Hydrographie des Oberwassers und dem lokalen Sedimentverhalten im unteren Tideregime der Unterelbe wurde bisher nur sehr pauschal betrachtet (LUCHT, 1953; ROHDE, 1974). Korrelationsmuster zwischen veränderlichen Tideparametern (Tidedauer etc.) und dem quantitativen Verhalten des Sohlensediments sind darüber hinaus kaum erforscht.

Die vorliegende Abhandlung wird sich deshalb in angewandter Form mit dem Problem des Nachweises der Wirksamkeit von Oberwasservariationen und Schwankungen der Tidezyklen auf das morphologisch-quantitative Regime der Unterelbe befassen. Dies schließt die Beschreibung eines Weges ein, mit dem ein morphologisch-regionaler Detailtrend erfaßt werden kann. Unter Beachtung der praktischen Aufgabenstellung soll mittels

1. unmittelbarer mikromorphologischer Messungen am Sediment in einer
2. wasserbaulich-baggertechnisch „kritischen“ Lokalität ein
3. nachvollziehbarer Bezug zur parallel gemessenen übergeordneten hydrographischen Größe des „Oberwassers“ bzw. des „Tidezyklus“ hergestellt werden.

Ziel ist es, praktisch verwertbare *I n t e r d e p e n d e n z e n* aufzuzeigen, die es letztendlich erlauben, gewisse Prognosen hinsichtlich der Wahrscheinlichkeit des zeitlichen Eintritts von Sedimentation und Erosion zu stellen. Profitieren soll davon der Einsatz von Baggerfahr-

zeugen, indem Trends zu potentielltem Fahrrinneneintrieb mittels hydrographischer Parameter „vorhergesagt“ werden.

Entsprechend dieser Zielansprache ist nach Auffassung des Verfassers eine vergleichsweise erweiterte Untersuchungsstrategie notwendig. Denn zur Problemlösung bestehender Baggerstellen reicht es zukünftig nicht mehr aus, isolierte faktorielle (einzelementbezogene) Naturuntersuchungen, wie z. B. Strömungsmessungen, durchzuführen. Zunehmend wichtiger (und Dank leistungsfähiger Datenverarbeitung auch erst möglich) wird die zusammenfassend-analytische Betrachtung möglichst vieler gleichzeitig (synoptisch) in der Natur gewonnener Daten. Kurzgesagt, es scheint sinnvoll, über eine Systemanalyse zur ex-post-Prognose nachzudenken.

2. Integrierende Meßstrategie – ein kybernetischer Ansatz

Auf der mit dem Stichwort „Systemanalyse“ angerissenen Meßphilosophie lastet allerdings nach wie vor ein sehr gewichtiges Erkenntnisdefizit. Denn Beziehungsmuster zwischen übergeordneten hydrographischen Faktoren der Elbe (Oberwasser/Tidedauer etc.) und lokal-spezifischen Veränderungen der Morphologie, welche eine Baggerstelle als vorübergehender Akkumulationsschwerpunkt massiv typisiert, können bisher nur unbefriedigend qualitativ und so gut wie gar nicht quantitativ beschrieben werden.

Grundsätzlich ist in der Unterelbe zwar ein Einfluß des Oberwassers (= Primärfaktor) auf die allgemeine Materialbilanz (= sekundäre Systemgruppe) nachweisbar (ROHDE, 1974). Allerdings besteht das Problem, daß die dazu bisher erkannten Teilbeziehungen zwar einfach erscheinen mögen, beispielsweise jene zwischen Oberwasser und Strömungsgeschwindigkeit (VOLLMERS und WOLF, 1969), jedoch in Wahrheit die Vernetzung des zugrundeliegenden Wirkungsgefüges außerordentlich komplex gestaltet ist.

Denn grundsätzlich handelt es sich bei allen Oberwasser-„Abhängigkeiten“ nicht um eine unmittelbare Wirkung „des“ Oberwassers, sondern um einen mittelbaren Effekt, ausgelöst von einer durch die jeweilige Oberwassermenge hervorgerufenen unterschiedlichen Füllung des oberen Tidebereiches. Anders gesagt: die der Oberwasserführung entsprechend variierende Flutraumänderung der Oberelbe (Bereich Wehr Geesthacht–Hamburg) wirkt in Form einer Veränderung/Verformung der Tidewelle flußabwärts bis in den äußeren Bereich des Elbestuars.

Dies geschieht zu einem großen Teil über abhängige Parameter, wovon einer der wesentlichen die relative Veränderung des Wasserspiegelgefälles ist. Letzteres bestimmt in Folge die Strömungsgeschwindigkeiten (Gefälle-Gradient).

Das bedeutet natürlich eine außerordentliche Verkomplizierung der häufig nur als Einfach-Abhängigkeit gesehenen Verbindung zwischen „Oberwasser“ einerseits und „der“ morphologischen Veränderung andererseits.

Nachfolgend dazu ein unvollständiges und simplifizierendes, weil vor allem zunächst die astronomischen Einflüsse ausklammerndes Fließdiagramm-Konzept. Es demonstriert den kybernetischen Ansatz (und roten Faden) der vorliegenden Untersuchung hinsichtlich des Wirkungsgefüges zwischen „Oberwasser“ und „Unterelbe-Baggermenge“:

Es wird ersichtlich, weshalb die Oberwassermenge des Tideflusses Elbe einen prägenden Einfluß auf die Veränderlichkeit von Baggermengen haben muß – sie steuert im Endeffekt über diverse sich unterscheidende Wirkpfade das lokale Sedimentniveau maßgebend mit.

Das vorstehende Beispiel vernachlässigt des besseren Verständnisses wegen noch weitestgehend das Subsystem „Tidezyklus“.

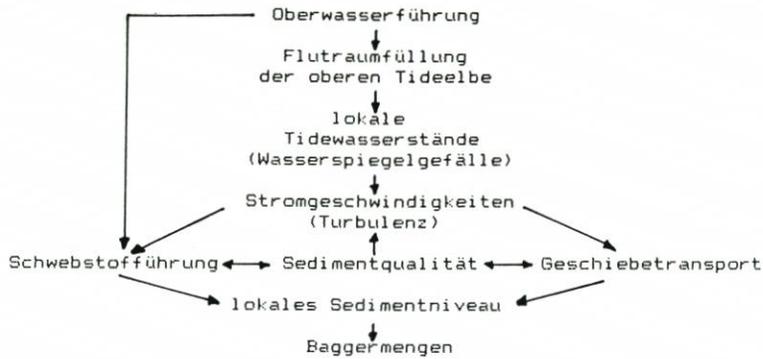


Abb. 1: Kybernetisches Schema der Oberwasserabhängigkeiten

Es ist klar, daß die Variation der Tiden nicht nur die Wasserstandshöhen, sondern auch die Dauer einer Ebb- bzw. Flutphase umfaßt. Beide Faktoren, Höhe wie Dauer einer Tide, sind gekoppelt mit der Veränderlichkeit der Strömungsgeschwindigkeiten und werden vom Oberwasser modifiziert (siehe Abb.1). Nachfolgend dazu zwei typische Beispiele, die das Bild kybernetischer System-Kopplungen und damit die Komplexität einer Analyse von Beziehungsmustern zwischen „Oberwasser“ (beeinflusst Wasserstand bzw. Tide), „Tide“ (modifiziert den Faktor Strömung) und „Morphologie“ (wird vom Faktor Strömung geprägt) etwas transparenter machen sollen.

Bekannt ist, daß die Ebbstromgeschwindigkeiten nicht nur in Abhängigkeit vom Wasserstand variieren, sondern (zwingenderweise) auch mit der jeweiligen astronomischen Ebbdauer korrespondieren. Am Beispiel einer Meßstelle bei Rhinplatte (km 672,5) kann gezeigt werden, daß eine veränderlich große Ebbwassermenge zu bestimmten Zeiten in 440 Minuten, zu anderen Zeiten in nur 390 Minuten (beispielhafte Größenordnung) durch das Unterelbe-Profil transportiert wird.

Wie die Abb.2 zeigt, kann dabei die astronomisch bedingte Schwankungsbreite der mittleren Ebbstromgeschwindigkeiten mehr als 50 % betragen, die Varianz der Ebbdauerüberschüsse im Beobachtungszeitraum mehr als 60 Minuten innerhalb weniger Tage erreichen*)! Wichtig ist, daß beide Faktoren dergestalt in einem systematischen Zusammenhang stehen, daß mit Zunahme des Ebbdauerüberschusses tendenziell auch die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten ansteigen.

Um den kurzen Einblick in beispielhafte Systemkopplungen um ein zweites Beispiel zu ergänzen, seien auch die Abhängigkeiten zwischen Strömungsgeschwindigkeit und Wasserstand (Thw/Tnw) erwähnt.

Wie die Abbildung 3 exemplarisch zeigt, weichen die registrierten Thw am Pegel Glückstadt gleichgerichtet signifikant vom MThw ab, wie auch die mittleren Ebbstromgeschwindigkeiten eine „Schwingung“ in ihrem zeitlichen Verlauf zeigen. Nach Langzeitmessungen besteht im Unterelbebereich bei Rhinplatte ein Bezug zwischen den Tide-Hochwasserständen (Thw) und den mittleren Ebbgeschwindigkeiten (v_{me}) in der Form, daß bei $Thw > MThw$ Ebbgeschwindigkeiten > 65 cm/sec vorherrschen, während bei $Thw < MThw$

*) Beispiel Meßstelle Rhinplatte Süd, km 671,5, nördlicher Fahrwasserrand, 1 m unter Wasseroberfläche: mittlere Ebbstromgeschwindigkeit am 2. 11. 1988 = 50 cm/sec; mittlere Ebbstromgeschwindigkeit am 7. 11. 1988 = 75 cm/sec; Ebbdauerunterschied = 25 Minuten, Oberwasserführung = 406 bzw. 410 m³/sec; Windrichtung und -stärke an beiden Tagen = „West, 2 Beaufort“.

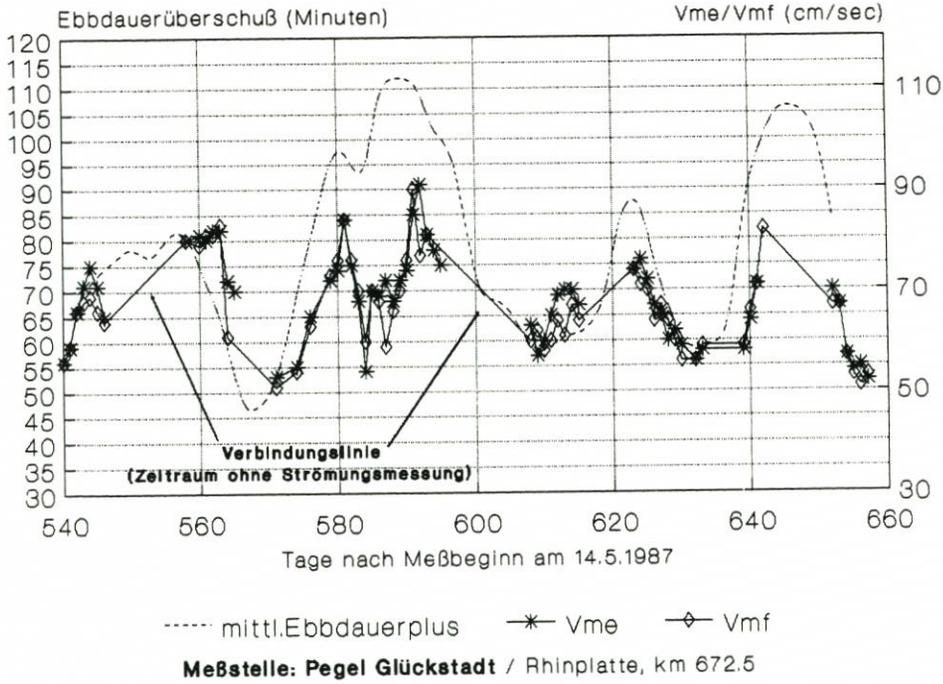


Abb. 2

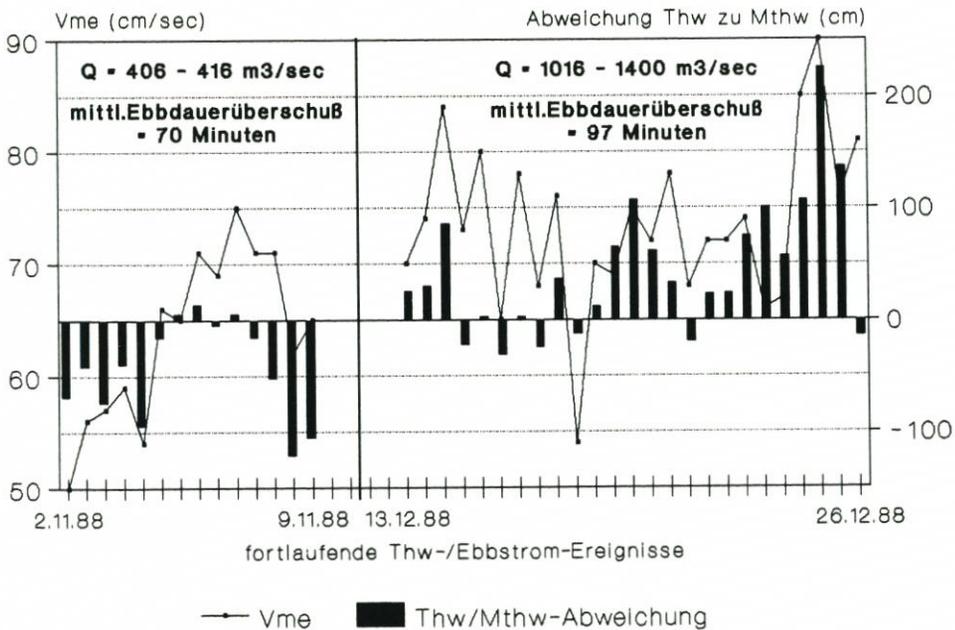


Abb. 3

Ebbgeschwindigkeiten < 65 cm/sec zu beobachten sind (Meßstelle Elb-km 672,5, nördlicher Tonnenstrich).

Diese Korrelation sagt noch nichts über die eigentliche Ursache der Abweichungen des Thw vom MThw aus. Über die unbestreitbare Wirksamkeit der Astronomie hinaus (siehe vorstehend) sollte jedoch auch das Oberwasser im Raum Glückstadt (indirekt, siehe Abbildung 1) noch einen spürbaren „Einfluß“ besitzen – ungeachtet einer Distanz zur Tidegrenze bei Geesthacht von 91 km (siehe dazu HINRICHSSEN, 1989).

Trotz der notgedrungen stark vereinfachenden und exemplarisch-verkürzten Darstellung von zwei typischen Systemverflechtungsmustern kann zusammenfassend festgestellt werden, daß das primäre analytische Problem des angewandten coastal-engineering darin besteht, daß bisher kein eindeutiger Bezug zwischen

- a) dem konkreten und objektiv faßbaren Faktor Oberwasser (m^3 pro Zeiteinheit) bzw. Tidedauer (in Minuten) einerseits sowie
- b) dem räumlich differenzierten und quantitativ schwer auflösbaren Faktor Morphologie andererseits (Tiefe in dm unter/über Bezugshorizont pro Flächeneinheit) hergestellt werden konnte.

Dabei wäre dies außerordentlich wünschenswert, könnte doch stärker als bisher von (im Unterschied zum Faktor Strömung) permanent leicht verfügbaren und relativ präzisen Zahlen wie Tidedauer oder Oberwasserführung ausgehend, eine gewisse Abschätzung potentieller morphologischer Trends, sprich die Wahrscheinlichkeit der Untiefenbildungen im Fahrrinnenbereich, vorgenommen werden.

Ohne an dieser Stelle weiter auf vom Verfasser angestellte kybernetische Überlegungen einzugehen, soll versuchsweise ein Weg beschritten werden, der sowohl einen lokalen morphologischen Trend eindeutig und handhabbar beschreibt als diesen auch mit leicht verfügbaren hydrographischen Parametern korreliert und begründet. Der Kernsatz lautet:

Aufnahme eines sogenannten „integrierenden“ und meßtechnisch exakt auflösbaren morphologischen Faktors, dessen Wertvariabilität in ableitbarem bzw. statistisch quantifizierbarem Bezug zur Veränderlichkeit der hochauflösenden (täglichen) Indikatoren „Oberwasser“ und „Tide“ (-dauer) steht und gleichzeitig einen konkreten räumlichen Bezug besitzt.

Dies bedeutet nichts anderes, als daß ersatzweise für den raumdeckend nur außerordentlich schwierig meßbaren Faktor „Strömung“, der im Längsprofil exakt errechenbare Tideparameter „Ebbdauerüberschuß“ gewählt wird. Dies ermöglicht die räumliche und zeitliche Zuordnung von Hydrologie (Oberwasser/Tide) und Morphologie (Sedimentation). Beide werden miteinander „im System“ in ihrer Reaktion aufeinander verständlich. Dies wiederum soll tiefergehende Einblicke in Ursache und Wirkung des Eintritts von regionalen Mindertiefen, d. h. die Entstehung von Baggernotwendigkeiten, geben.

3. Anwendung und Ergebnisse

3.1 Meßstrategie

Im Mittelpunkt der exemplarischen Untersuchung steht der Systemkomplex „lokale mikromorphologische Sedimentbilanz“. Als Testgebiet ausgewählt wurde der Unterelbebereich bei der Insel Rhinplatte (Lage siehe Karte 1). Letzteres entspricht im Kern dem eigentlichen (anwendungsbezogenen) Problem, nämlich der Untersuchung einer Massenver-

änderung von Sediment im Bereich einer kritischen Unterelbe-Baggerstelle (siehe DAMM-SCHNEIDER, 1986a).

Die quantifizierte „Mikromorphologie“ ist dabei ein hochintegrierender (bei geeigneter Ortswahl weitestgehend unselbständiger) Faktor im Gesamtkomplex der Tidedynamik. Denn: er weist im Unterschied zur direkten Schwebstoffführung des Wasserkörpers (siehe Abb.4 der räumlich und zeitlich stark wechselnden Trübungswolken unterschiedlicher Intensität) eine gewisse Trägheit auf und ist deshalb gegen Extremwerte gedämpft.



Abb. 4: Trübungswolken im Bereich km 667,0 (Steindeich). Schrägluftbild vom 15. 9. 1988, Flughöhe ca. 200 m. Maßstab: |—————| = ca. 100 m

Die Frage, die sich sofort stellt, ist: Wie kann die sogenannte „lokale mikromorphologische Sedimentbilanz“ am besten und genauesten aufgenommen werden, um dem gestellten systemanalytischen Anspruch gerecht zu werden? Nach Ansicht des Verfassers liegt die Lösung in einer über die Zeit kontinuierlichen Messung der Feinniveaunterschiede im Bereich eines räumlich definierten (anwendungsbezogen „kritischen“) Sohlenareals. Die Begriffe Mikromorphologie bzw. die morphologischen Feinniveaunterschiede bedeuten, daß morphologische Veränderungen der Größenordnung ≤ 10 mm aufgenommen werden und deren zeitliche Entwicklung in möglichst kurzen Abständen festgehalten wird. Parallel müssen in mindestens gleicher zeitlicher Auflösung die Veränderungen des Oberwassers bzw. die Variabilität der Tiden erfaßt werden.

Die zeitlich fortlaufende Feinniveaumessung eines Sohlenbereiches ist eine bereits von FÜHRBÖTER (1979) postulierte Methode, die auf sensible Weise zeitliche Einflüsse auf die Sohle erfassen kann. Zum jetzigen Zeitpunkt muß jedoch festgestellt werden, daß für den Raumkörper unter KN kein geeignetes Unterwasser-Instrumentarium zur Verfügung steht, denn die von MANZENRIEDER und WITTE (1986) entwickelten Sensortypen (analoger und digitaler Sandstandspegel) waren zum Zeitpunkt der Messungen noch nicht für Tiefwasserregionen geeignet.

Aus diesem Grunde soll im ersten Ansatz auf einen periodisch trockenfallenden Wattbereich ausgewichen werden. Dabei wird vorausgesetzt, daß überregionale hydrologische Systemeinflüsse in ihrer Wirkung auf die Mikromorphologie sowohl im Wattbereich als auch im Tiefwasser in gewissem Maße parallel verlaufen. Dies ist speziell für den hydrographisch übergeordneten Faktor „Oberwasser“ zulässig, da der potentielle Einfluß aus großräumiger Entfernung mit der Folge einer ausgeglichenen Wirkungsverteilung, d. h. gleichgerichtet im gesamten Regime (Querprofil) eines geographisch begrenzten Raumes, erfolgt.

Das bedeutet, daß bei Bestehen eines oberwasserabhängigen morphodynamischen Trends, der inhaltlich-quantitativ betrachtet zur Sedimentation bzw. Erosion führt (= Veränderung der Zusammensetzung und Verrechnung maßgeblicher oberwasserabhängiger hydrographischer Parameter zugunsten/zulasten eines definierten Mikroreliefs), dieser im Wattbereich ebenso als Niveauanhebung oder -absenkung ablesbar ist, wie er im Tiefwasser „positiv“ auf die Entwicklung der Sedimentbilanz wirkt. Der Unterschied zwischen Tief- und Flachwasser- bzw. Wattbereich besteht nur darin, daß im Tiefwasser (bzw. Wasser allgemein) bisher keine Meßmethodik ausreichender, d. h. die Morphologie hochauflösender, Sensibilität verfügbar ist, während im trockenfallenden, d. h. der Anschauungserfahrung unterliegenden, Watt mittels genauester Quantifizierungsmessungen morphologische Detailtendaussagen möglich sein sollten.

Andererseits verlangt diese Annahme jedoch keineswegs, daß eine insgesamt „positive“ Materialbilanz bzw. eine Wattflächenanhebung auch kurzfristige „Mindertiefenbildung“ im Fahrwasserbereich des Tideflusses nach sich zieht – dazu sind das Strömungsverhalten und die natürliche Umlagerung in beiden Subsystemen zu differenzieren. Allerdings sollten im mittelfristigen Trend (!) beide morphologischen Segmente des Systems „Flußsohle“ vergleichbar sein. Die Betrachtung der zeitlichen Baggermengenentwicklung kann dazu Aussagen erlauben.

Hinsichtlich der Vergleichsfaktoren „Tide“ und „Oberwasser“ bestehen in der Elbe keine Meßprobleme.

Das Oberwasser wird mit mehr als ausreichender Genauigkeit im Oberelbprofil bei Neu Darchau (km 536,44) täglich bestimmt. Zwar liegen nur überschlägige Erfahrungswerte für das unterstromige „Eintreffen“ eines Oberwasserimpulses vor, jedoch ist dies für die nachfolgenden Auswertungen kein wirkliches Handicap, da die (momentane) zeitliche Auflösung ohnehin nur Trendanalysen erlaubt.

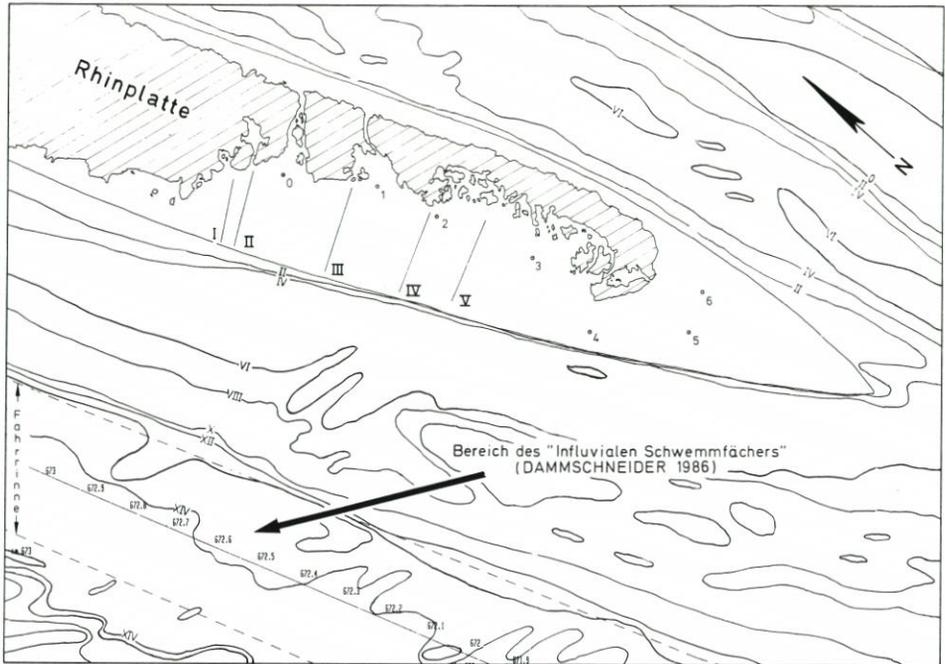
Der Faktor „Tide“ läßt sich in der Unterelbe qualitativ und, aufgrund des dichten Netzes an Pegelanlagen, auch räumlich sehr präzise fassen. Lokale morphologische Veränderungen können deshalb jeweils mit Hilfe der Wasserstandsstatistik des nächstgelegenen Pegels analysiert werden. Für den Bereich der Insel Rhinplatte ist dies der Pegel Glückstadt (Elb-km 674,3 = 1500 m unterstromig des Untersuchungsgebietes).

3.2 Untersuchungsraum und Standortqualität

Hinsichtlich der vorgesehenen Meßstrategie ist es notwendig, innerhalb des Großbereiches „Rhinplatte“ eine (Watt-)Meßlokalität zu wählen, die bei

- a) Zugehörigkeit zum maßgebenden dynamischen System der Hauptelbe
- b) unter möglichst geringer anthropogener Beeinflussung steht.

Gewählt wurde das bei Niedrigwasser zugängliche Wattareal im südlichen Bereich der Insel Rhinplatte (Elb-km 671,8–672,8, siehe Karte 2). Wie es die Zielvorgabe fordert, befindet sich dieses Meßgebiet in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer der intensivsten Baggerstellen der



Karte 2: Meßstellenverteilung und Unterwasser-Morphologie im Bereich Rhinplatte Süd.

- I = Sediment-Meßstelle Nr. 1
- I = Schlickprofil Nr. I
- = Vegetationsbereich (Schilf)

Unterelbe (siehe DAMMSCHNEIDER, 1986a) – die Querprofilentfernung zur Fahrrinnen-Eintriebstelle bei km 671–km 673 beträgt nur rd. 350 m.

Es wurden insgesamt sieben Meßstellen eingerichtet, deren räumliche Verteilung die Karte 2 wiedergibt. Das Luftbild (Abb. 5) zeigt darüber hinaus, in welcher Form die Qualität des anstehenden Sedimentes variiert: Im Bereich der eigentlichen Inselspitze befindet sich ein Sandwatt, während in unterstromiger Verlängerung (im Schutz des Vegetationsgürtels) ein Schlickwatt vorliegt.

Aufgrund des Leitdammschutzes zum Hauptfahrwasser der Elbe sowie einer halbseitigen Ummantelung mit Schilfvegetation ist besonders im Schlickwatt bei insgesamt relativ geringen Strömungsgeschwindigkeiten eine gute Abschirmung gegenüber Wellen/Windwellen und störenden Schiffsschwelleinflüssen gewährleistet – ohne Frage Gründe, weshalb hier überhaupt eine Ton- und Schluffsedimentation stattfindet.

Das Sandwatt befindet sich in erheblich exponierterer Lage; vor allem der Faktor „Strömung“ ist hier prägnanter als im Schlickwattbereich. Aufgrund des besonders nach Kenterpunkt Ebbe bzw. Flut gegebenen Quergefälles zwischen Haupt- und Nebelbe kommt es zu spürbaren Überströmungen des Sandwatts.

Im Vergleich zu Messungen, die in links- oder rechtselbischen Uferwatten durchgeführt werden, besitzt die Insel Rhinplatte einen unschätzbaren Vorteil: Ihre Zugänglichkeit für Mensch und Tier ist außerordentlich schlecht. Nicht einmal der unentwegteste Paddler oder Sportschiffer landet hier an, so daß eine anthropogene, aber auch animalische Fremdirritation an allen Meßstellen so gut wie ausgeschlossen werden kann. Darüber hinaus sind alle



Abb. 5

Meßstellen auf Rhinplatte „mitten im Strom“ und in voller Zugehörigkeit zum hydrologischen System der Hauptelbe zu sehen – eine nach BÜDEL (1969) fast schon optimale „Versuchsanordnung der Natur“.

Letzterer Begriff kann übertragen auch für die Auswahl der in vorliegender Abhandlung kommentierten Meßstellen herangezogen werden. Denn für die darzustellenden Systeminterdependenzen haben sich zwei von insgesamt sieben Meßpunkten als besonders geeignet erwiesen: Das Schlickwatt wird typisiert durch die Meßstelle 0, das Sandwatt durch die Meßstelle 5 (siehe Karte 2) repräsentiert.

Bei der Auswahl gerade dieser zwei Punkte liegen die Erfahrungswerte aus einer 21monatigen Zeitreihe (Stand: Dezember 1988) zugrunde. Dieser Zeitraum reicht aus, um klar feststellen zu können, daß hinsichtlich der natürlichen Beziehungsmuster deutliche raumrelevante Unterschiede bestehen.

Das heißt natürlich nicht, daß nicht innerhalb des zu betrachtenden Systems alle Faktoren an jedem Ort faktengebend mitwirken, jedoch ist deren Ausprägung (Dominanz) räumlich unterschiedlich verteilt. In diesem Sinne muß nach momentanem Stand der Analysemethoden zunächst jener Meßpunkt gefunden werden, an dem möglichst eindeutige Beziehungen zwischen definierten Parametern erkennbar (!) und deshalb deutbar werden.

Dies ist der erste Schritt der Systemanalyse; der zweite (ungleich schwierigere) ist die Analyse aller Beziehungsmuster an allen Orten ohne wertmäßige Selektierung von Primär- oder Sekundär-Faktoren.

Hinsichtlich der zwei nach der Materialansprache unterschiedlichen Meßareale gilt folgendes: Schlick beinhaltet stofflich aufgrund des Hauptbestandteils „Ton und Schluff“

sowie „organische Partikel“, daß gerade durch jene *innerhalb* des gesamten Wasserkörpers transportierten sedimentären Feinstanteile des Schwebs/der Suspensionsfracht eine Reaktion auf unmittelbare hydrographische Komplexveränderungen gegeben ist, während „Sand“ bzw. „Geschiebe“ als überwiegend *grenzschiebtwegetes* Material mehr einen vom „Rand“-Bereich des Wasserkörpers tangierten Indikator liefert.

Die Kornspektren lagen bei der Schlickmeßstelle (Position 0) i. M. bei einem dg von 0,08 mm, bei der Sandmeßstelle (Position 5) um einen dg von i. M. 0,3 mm. Theoretisch verlangt die HJULSTRÖM-Kurve eine Erodierbarkeit des anzutreffenden Sandes ab einer Strömungsgeschwindigkeit von 25 cm/sec, des im Meßareal vorliegenden Schlicks ab 40 cm/sec. Messungen im Bereich des Schlickareals (Sohle) ergaben, daß hier (je nach Örtlichkeit) v_{\max} -Geschwindigkeiten von 13 cm/sec bis 28 cm/sec auftreten, während im Sandareal die v_{\max} -Geschwindigkeiten bei rd. 30 bis 50 cm/sec liegen.

Die je nach Basishöhe des Meßpunktes lokal unterschiedlich lange Überströmdauer ist grundsätzlich im tiefergelegenen Sandareal ausgedehnter (Position 5 = NN - 0,4 m; mittlere Stromdauer rd. 9,5 Stunden) als im relativ höhergelegenen Schlickareal (Position 0 = 0,6 m NN; mittlere Stromdauer rd. 5 Stunden).

3.3 Meßaufbau

Die für das mikromorphologische Untersuchungsprogramm gewählte Meßeinrichtung besteht je Standort aus einem sehr kleinen Stahlstab (siehe Abb. 6), der, obwohl außerordentlich einfach konstruiert, die Quintessenz zur ungestörten Sedimentniveau- und, ergänzend, Schlickmächtigkeitsmessung darstellt. Der Grund für die Wahl eines solchen Einfach-Gerätes liegt in der jedem großvolumigeren Meßobjekt anhängenden Gefahr zur Ausbildung von Kolken bzw. Strömungsirritationen im Umfeld der Meßstelle. Der dünne Stahlstab mit einem Durchmesser von 10 mm hingegen löst praktisch keine Veränderungen im Schlickumfeld aus.

Nachteil dieser Einfachkonstruktion ist allerdings, daß eine manuelle Datenerfassung stattfinden muß, die zudem nur in einem Zeitintervall von Tagen erfolgen kann. Hier wäre theoretisch der digitale Sandstandspegel nach MANZENRIEDER und WITTE (1986) einsetzbar gewesen. Unter Berücksichtigung des Materials „Schlick“ (Verklebungsfahr der optischen Öffnungen), der relativ zu großen Dimension des Meßrohres (10 cm Durchmesser = Kolkausbildung) und des kostenintensiven/elektronisch-sensiblen Apparateaufbaus schien für einen Dauereinsatz (ununterbrochen bisher mehr als 600 Tage) die gewählte Konstruktion trotz leichter theoretischer Nachteile in der Höhengauflösung sinnvoller*).

Die Meßpfähle wurden am 30. 4. 1987 bei Niedrigwasser gesetzt und in den folgenden Monaten mehrfach per Nivellement auf (tatsächlich gegebene) Höhenstabilität kontrolliert. Auf den Meßpfählen wurden Niveaumarkierungen angebracht, die zur Ablesung der Schlickoberflächenverhältnisse dienten.

Gemessen wurde im Abstand von i. M. 10 Tagen und zwar

- a) das relative Niveau der Sedimentoberfläche, bezogen auf den Pfahltop bzw. NN und im Bereich des Schlickfeldes
- b) die Schlickmächtigkeit.

Letzteres wurde ab dem 14. 5. 1987 mit einem besonderen, eigenentwickelten Meßstock

*) Anmerkung: Für die Zukunft wäre ein automatisch arbeitender akustischer Sandstandspegel mit einer Sedimentniveau-Höhengauflösung < 1 cm und analoger bzw. digitaler Datenaufzeichnung denkbar.



Abb. 6

vollzogen, der an der Spitze eine Kugel mit einem Durchmesser von 6 cm besitzt. Dieser Stock wurde je Messung per Handdruck (und unter Berücksichtigung eines vom Meßgehilfen zu beherrschenden „Drehmoments“) in den Schlick gepreßt, bis beim Erreichen eines festen Widerstandes eine weitere Absenkung des Stockes unmöglich war. Abgelesen wurde am Meßstock der Abstand ‚fester Untergrund‘ – ‚Schlickoberfläche‘. Die Wiederholbarkeitsgenauigkeit einer solchen Messung ist trotz eigener ursprünglicher Bedenken recht gut, da der Dichtesprung zwischen lockerem Schlick und unterlagerndem Sand immer sehr ausgeprägt war.

Unter Berücksichtigung, daß die Messungen seit dem April 1987 ohne Unterbrechung (ein Eiswinter fand nicht statt) durchgeführt wurden, waren die Messungen für die Meßgehilfen eine körperlich anstrengende Arbeit, da die Positionen zu Fuß angelaufen werden mußten und auf diesem Wege die zu durchschreitenden Schlickmächtigkeiten teilweise bis zu mehr als 60 cm anwuchsen.

Die fahwasserseitige Kante des Schlickgebietes weist natürlich noch weit höhere Schlickmächtigkeiten auf. Dort wurde am 17.9. 1987 vom Boot aus in fünf Profillinien (Lage siehe Karte 2, Beispiel siehe Abb. 7) die Schlickmächtigkeit ausgemessen, indem eine Peilstange niedergebracht wurde. Diese Peilstange besitzt ebenso wie die kleinere Handmeßlatte einen 6 cm großen Kopf. Weiterhin hat diese Stange jedoch die Besonderheit, daß sie von außen mit einem Klettband umkleidet ist, welches das durchteufte Material an die Stange bindet. Dadurch kann die Grenzschicht zwischen Schlick und Wasser relativ genau (auf 0,5 cm) bestimmt werden. Die maximal gemessene Schlickmächtigkeit (dünnflüssiger Schlick – „fluid mud“) betrug immerhin 1,95 m!

Bei einem meßtechnisch bewertenden Vergleich der Sedimenteigenschaften ist „Schlick“

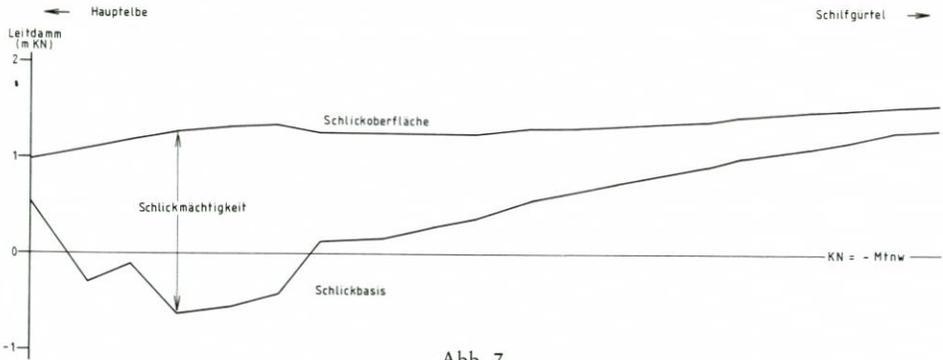


Abb. 7

als Indikator für geringste quantitativ-mikromorphologische Veränderungen von allen denkbaren Sedimentzusammensetzungen der idealste, da er bei feinsten, d. h. „fließender“ Eigenschaft (hoher Wassergehalt/relativ geringe Dichte), die am besten gedämpfte bzw. gepufferte Systemreaktion zeigt. Darüber hinaus bietet Schlick eine sehr präzise Auflösung seiner Grenzschicht, welche hier als Schlickniveau bezeichnet wird.

Im Sandwatt wird die exakte Niveaumessung der Sedimentoberfläche durch Riffelbildung erschwert. Da jedoch zu zeigen sein wird, daß die mikromorphologischen Veränderungen im Sandwatt in Größenordnungen ablaufen, die die mögliche Fehlerquote einer Messung deutlich überschreiten, ist auch hier eine problemlose Darstellung der Beziehung zwischen Veränderungen des Sedimentniveaus und der Variabilität hydrologischer Parameter gegeben.

3.4 Oberwasser und Schlickniveauperänderungen

Im Verlauf der Meßkampagne traten sehr starke Unterschiede in der Oberwasserführung der Elbe auf. Während zu Beginn Werte von über $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$ gemessen wurden, sank dann unter geringfügigen Ausschlägen bis Herbst 1987 die Wasserführung langsam auf rd. $500 \text{ m}^3/\text{sec}$ ab. Ab Dezember 1987 bis zum Mai 1988 setzte eine Periode langanhaltender kräftiger Oberwasserzunahmen wie auch -abnahmen ein. Das absolute Maximum der Oberwasserführung wurde am 5. 4. 1988 mit $3457 \text{ m}^3/\text{sec}$ erreicht. Ab Juni 1988 bewegte sich die Oberwasserführung dann wieder in mittleren bis unterdurchschnittlichen Größenordnungen bzw. sank am 27. 8. 1988 mit $308 \text{ m}^3/\text{sec}$ auf den geringsten Wert des Meßzeitraums ab. Auch während der Monate September, Oktober und November 1988 blieb das Oberwasser unter dem langjährigen Mittel; es schwankt unerheblich um einen Betrag von rd. $420 \text{ m}^3/\text{sec}$. Erst Mitte des Monats Dezember 1988 traf wieder eine Hochwasserwelle im Oberelberaum ein. Am 4. 1. 1989 wurde nach steilem Anstieg das Maximum von $1655 \text{ m}^3/\text{sec}$ erreicht. Danach setzte ein rapider Abfall ein, der erst Mitte Februar 1989 mit $564 \text{ m}^3/\text{sec}$ seinen Endpunkt fand.

Das Verhalten des Schlickwattsediments, sprich die Veränderung der Schlickmächtigkeit bzw. des Schlickoberflächenniveaus, zeigt bei absoluter Betrachtung bereits gewisse Übereinstimmungen mit der Entwicklung des Oberwassers.

So ist nach Abb. 8 besonders in den ersten 12 Monaten der Meßreihe, d. h. bis April 1989, eine Verlaufsähnlichkeit zwischen Absinken des Oberwassers und Abnahme/Stagnation der Schlickhöhe bzw. Anstieg des Oberwassers und einem Anstieg der Schlickmächtigkeit abzulesen.

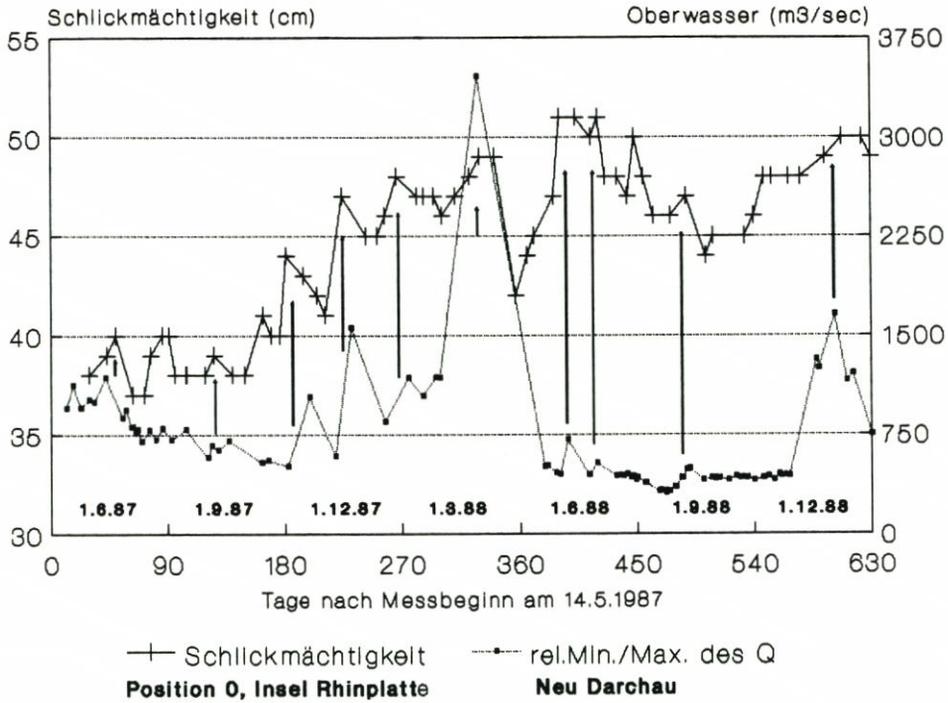


Abb. 8

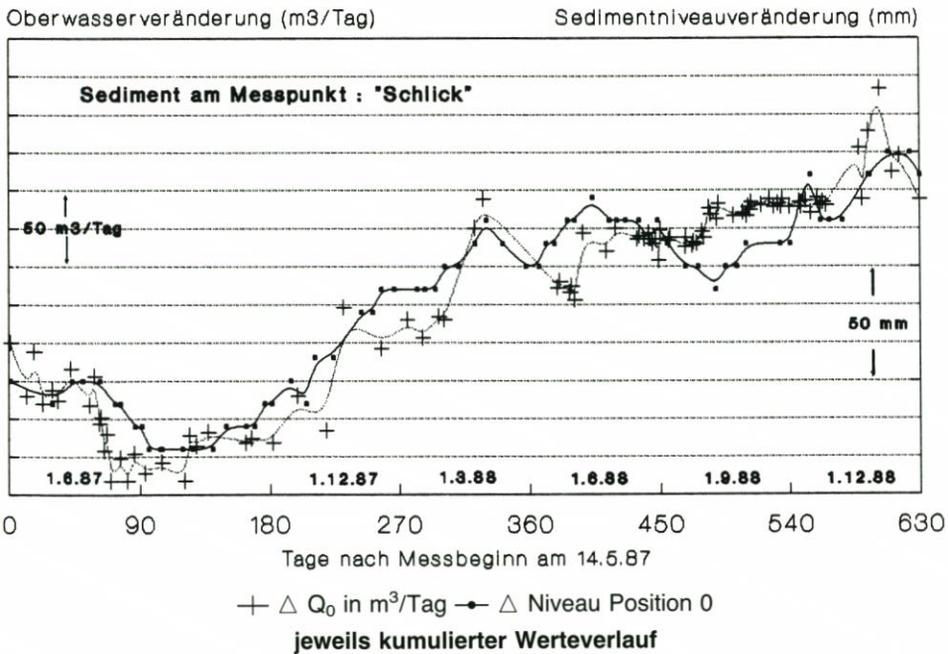


Abb. 9

Allerdings sind die Beziehungen nicht zu allen Ereignissen absolut zwingend. Dies ändert sich, wenn man statt der reinen Absolutwerte von Oberwasserführung und Schlickniveau deren Veränderlichkeit über die Zeit kumulativ aufträgt: Die Abb. 9 zeigt überaus deutlich, daß eine sehr enge Kopplung zwischen

- a) der Zunahme/Abnahme des Oberwassers (ausgedrückt als Veränderung in m^3 pro Tag) und
- b) der Aufhöhung/Niveaubesenkung der Schlickoberfläche (Veränderung der Niveauhöhe gegen NN in mm) besteht.

Mit einem gewissen Zeitversatz reagiert tatsächlich und nachweislich das Schlickniveau auf Veränderungen der Oberwasserführung bei Neu-Darchau. Dies geschieht in jedem Fall gleichsinnig, indem bei einem Oberwasseranstieg auch das Schlickniveau ansteigt und bei einem Oberwasserabfall sich ebenfalls das Schlickniveau absenkt!

Die Korrelation ist jedoch nicht nur gleichgerichtet, sondern auch wert- bzw. intensitätsmäßig überraschend ähnlich. Das heißt, besonders ausgeprägte Oberwasseränderungen (starke Q_0 -Ab- oder Zunahme in wenigen Tagen) „bewirken“ auch einen deutlicheren An- bzw. Abfall des Schlickniveaus.

Gut erkennbar wird dieser Zusammenhang am Beispiel des Oberwasseranstiegs im März 1988. Ab 7.3. 1988 steigt innerhalb von 29 Tagen das Oberwasser um 2278 m^3 an. Dies ist eine mittlere Steigerung des Abflusses von $+79 \text{ m}^3$ pro Tag. Im gleichen Zeitraum erhöht sich das Schlickniveau um 30 mm. Im anschließenden Abfallen des Oberwassers (2952 m^3 in 51 Tagen = -58 m^3 pro Tag) sinkt mit gleicher Steilheit das Schlickniveau um 20 mm ab. Der „Abstieg“ des Schlickniveaus ist jedoch bereits etwas früher beendet als das Absinken des Oberwassers (Grund: Abnahme der Kurvensteilheit im Ausklang der Oberwasserverringereung?).

Die korrelativ aufgetragenen Zeitreihen belegen insgesamt, d. h. nicht nur an vorstehendem Beispiel, daß (über welche Zwischenglieder auch immer) die Akkumulation von Schlick außerordentlich sensibel auf Oberwasseränderungen reagiert.

Unter Hinweis auf Abschnitt 2 und das dort aufgeführte kybernetische Fließdiagramm muß klar herausgestellt werden, daß Veränderungen des Schlickhaushalts auf Rhinplatte nicht in direkter Kausalfolge einer Oberwasseränderung gesehen werden dürfen. Dies meint, daß nicht unbedingt mit „mehr“ Oberwasser auch „mehr“ Feinmaterial von der Oberelbe zur Meßstelle transportiert wird, sondern nur, daß aufgrund der sich oberwasserabhängig ändernden Systemverhältnisse im unteren Tideästuar (!) zeitweise ein Klima entsteht, welches zu verstärkter Absetzung von Schlick führt.

Gänzlich andersartig verläuft die mikromorphologische Umformung im Bereich des Sandwatts. Hier (Meßposition 5) ergibt sich nur ein relativ geringer Bezug zwischen Sedimentniveau- und Oberwasseränderung. Zwar scheinen besondere Oberwasserereignisse, wie der oben beschriebene Anstieg des Oberelbe- Q_0 im März 1988, auch im Bereich des Sandwatts Wirkung zu zeigen, jedoch kann keine durchgehende Logik (Parallelität) beider Parameter-Reaktionen erkannt werden. Beim Material „Sand“ ist im kybernetischen Sinne (Regelkreistheorie) der Faktor „Oberwasser“ als ein eher sekundäres Stellglied anzusehen, das zwar „mit“-steuert, jedoch nur modifizierend. Welche Beziehungsmuster hier prägend sind, wird Abschnitt 3.5 zu zeigen haben.

Welches Zwischenglied könnte nun die (belegbare) Abhängigkeit zwischen Oberwasseränderung und Schlickhaushalt bewirken bzw. auslösen?

Wie GÖHREN (1966) für die Weser zeigt, kommt u. a. dafür der Faktor „Salzgehalt“ in Frage, d. h. die oberwasserabhängige Verschiebung der Brackwasserzone.

Und tatsächlich zeigt die hydrologische Dauermeßstation bei km 667,5 (NWK) die Unterelbe-, „Wirksamkeit“ von Oberwasserveränderungen, indem eine Korrelation zwischen den fortlaufend aufgezeichneten relativen (täglichen) Leitfähigkeits-Extremwerten (Min.- und Max.-Werte) des Ästuars und der Veränderlichkeit der Oberwasserführung hergestellt werden kann.

Die Abb. 10 belegt, daß allgemein gesehen bei fallendem Oberwasser die Leitfähigkeitswerte ansteigen bzw. mit steigendem Oberwasser die Leitfähigkeitswerte abfallen. Besonders klar kommt dies im Zeitraum April bis Juni 1988 zum Ausdruck, wo bei rapide sinkendem Oberwasser (zwischen dem 5. 4. 1988 und dem 25. 5. 1988 von 3457 m³/sec auf 505 m³/sec) mit rd. 14tägiger Verzögerung die Leitfähigkeit kontinuierlich und um insgesamt 100 % ansteigt (von 0,7 mS am 8. 4. 1988 auf 1,43 mS am 4. 6. 1988).

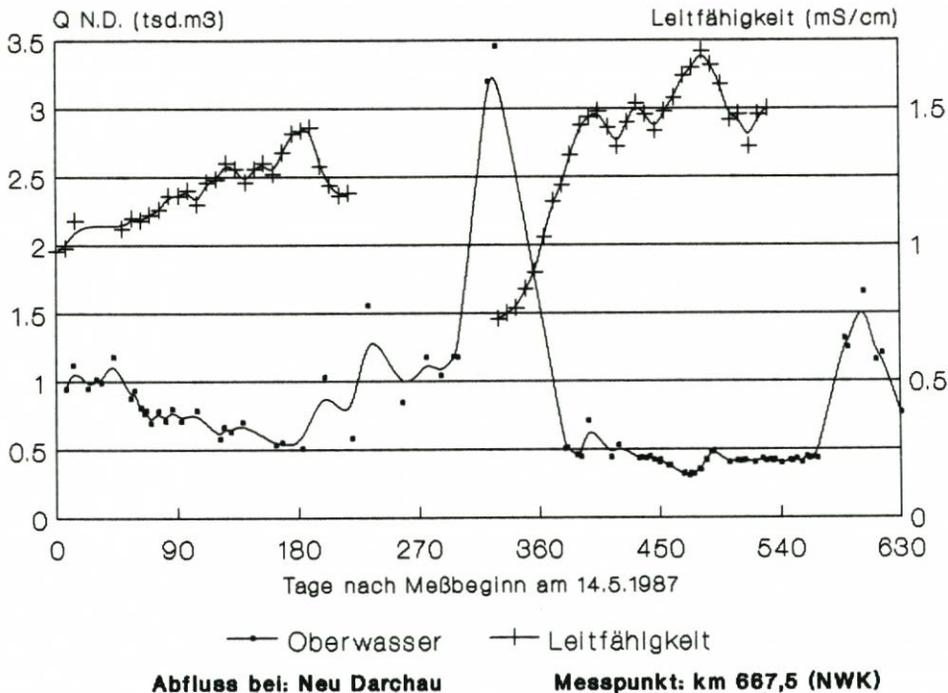


Abb. 10

Der Einfluß des Oberwassers auf den Verlauf der Süß-/Brackwassergrenze wird damit in sehr großer Deutlichkeit aufgezeigt. Offen bleibt, ob und wenn in welcher Form Salzgehaltsschwankungen auch für die nach Abb. 9 so enormen Feinunterschiede und -parallelitäten zwischen Oberwasser und Schlickniveauschwankungen verantwortlich sein können.

Die Abbildungen 11 bis 13 werfen ein Schlaglicht auf die Sensibilität, mit der die Brackwasserzone sich innerhalb des Untersuchungsgebietes verlagert: Während bei einer zeitgleichen Längsprofilmessung (Probennahme an Sohle und Oberfläche) das Maximum des Salzgehaltes bei km 679,8 am 26. 5. 1988 rd. 500 ppm betrug, liegt der Wert am 10. 8. 1988 an gleicher Stelle bei rd. 1600 ppm. Dabei beträgt der Unterschied in der Oberwasserführung zwar nur 123 m³/sec, jedoch ist der 26. 5. 1988 exakt am Ende eines steilen Oberwasserabfalls (von 3457 auf 505 m³/sec) zu finden, während am 10. 8. 1988 ein seit Wochen andauerndes unterdurchschnittliches Oberwasser von rd. 400 m³/sec herrscht.

Es darf ergänzend hinzugefügt werden, daß die Wetterlagen in beiden Meßzeiträumen ruhig, d. h. in den Vortagen frei von westlichen Starkwinden, waren. Auch die Tidenunterschiede verlaufen an beiden Tagen in ähnlichen Größenordnungen.

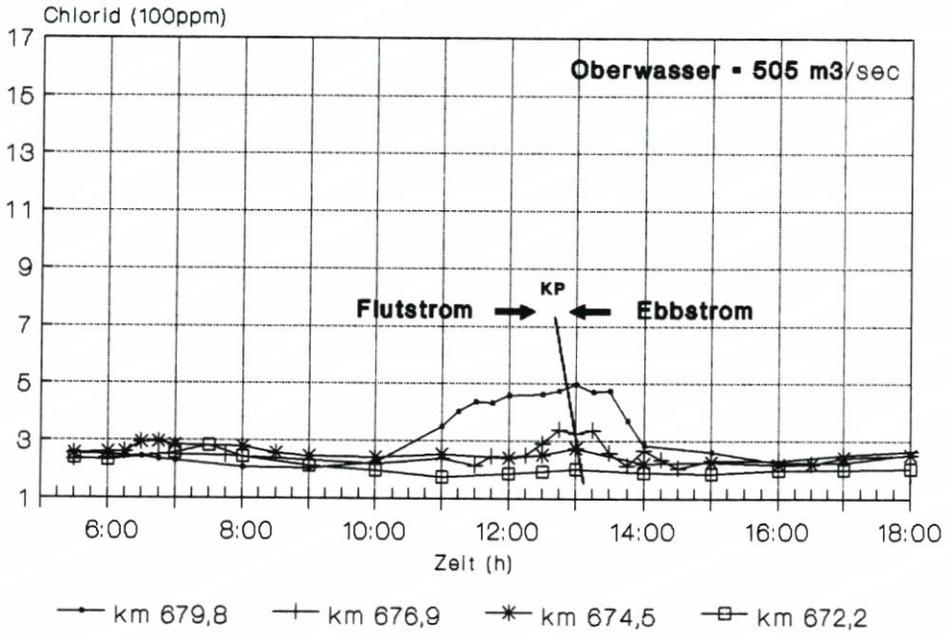


Abb. 11: Salzgehalt der Unterebbe am 26. 05. 1988, sohlennahe Probenahme

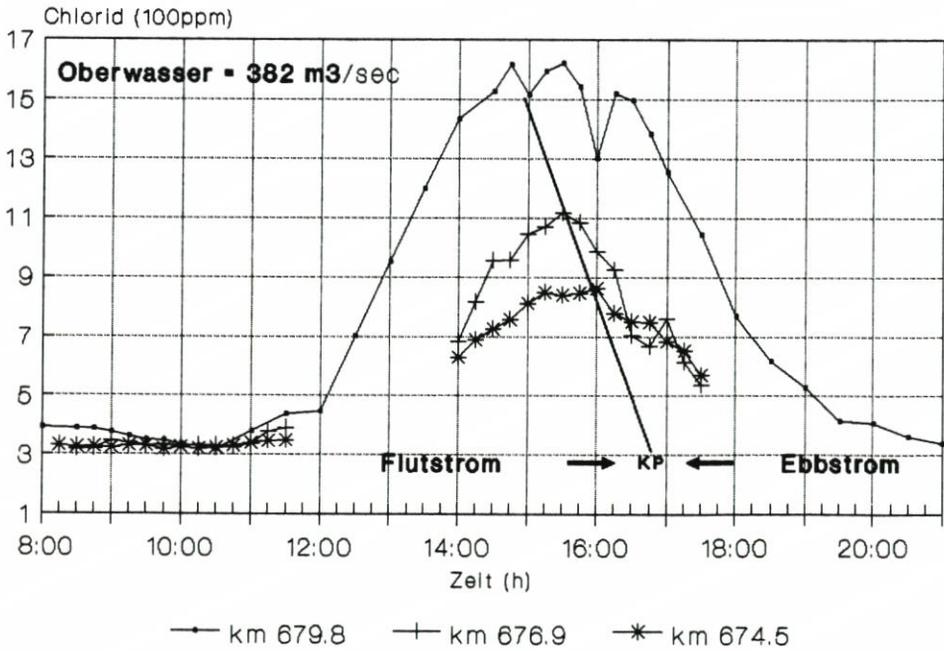


Abb. 12: Salzgehalt der Unterebbe am 10. 08. 1988, sohlennahe Probenahme

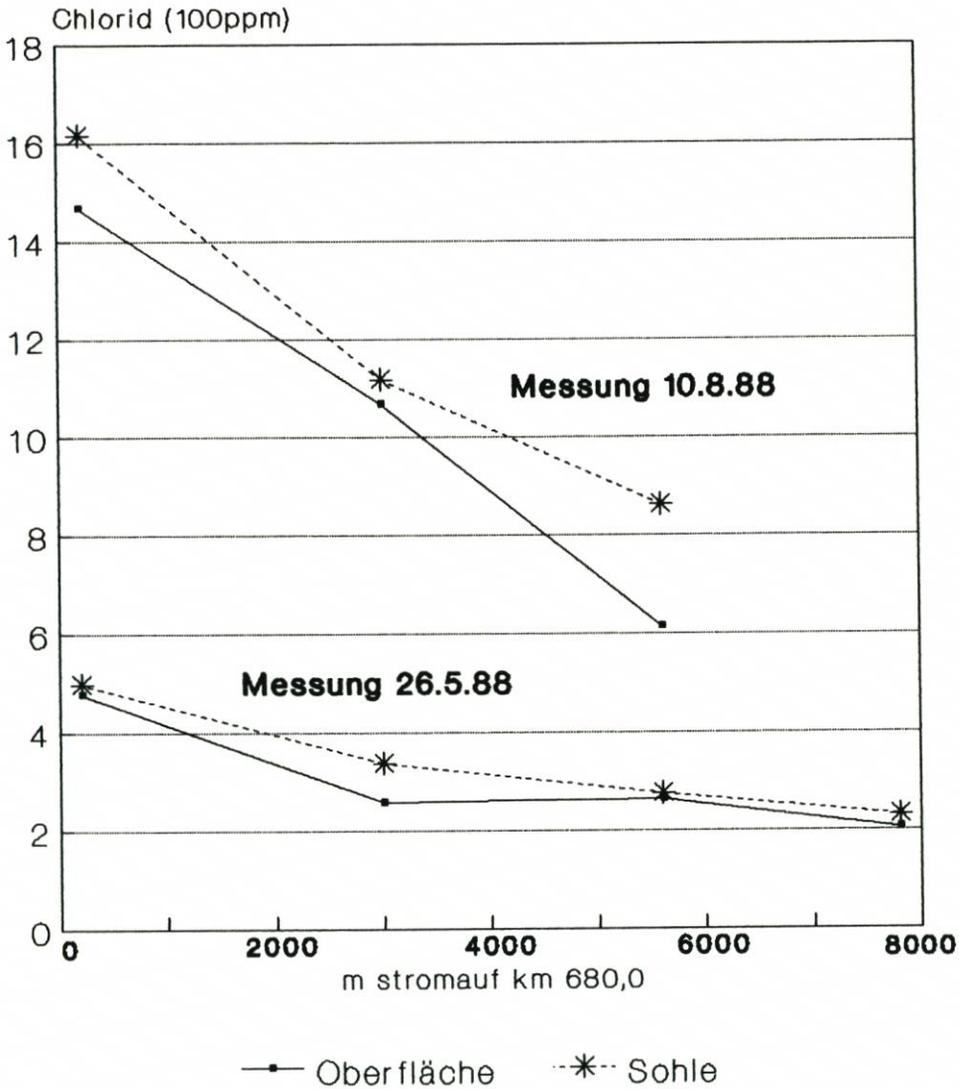


Abb. 13: Salzgehalt bei Kenterpunkt Flut- auf Ebbstrom. Längsprofildarstellung der Messungen vom 26. 5. und 10. 8. 1988, jeweils Oberflächen- und Sohlenbeprobung (Ganglinien siehe Abb. 11 und 12)

Die Meßergebnisse deuten an, daß, bezogen auf das Problem der Analyse mikromorphologischer (Schlickniveau-)Veränderungen, im Bereich der Insel Rhinplatte durchaus eine „Oberwasserabhängigkeit“ gegeben ist.

Trotz der Hinweise auf den potentiellen Einfluß der Brackwasserverschiebung kann aber nicht endgültig belegt werden, wie die in Abb. 1 (Abschnitt 2) aufgezeigten hydrologischen Stell- und Zwischenglieder tatsächlich „funktionieren“ und ob dies maßgeblich oder sekundär über die räumliche Verschiebung eines chemischen Parameters (des Salzgehaltes) verläuft. Letzterer Faktor steht allerdings im dringenden Verdacht, das Phänomen der oberwassergeteuerten Schlickakkumulation entscheidend mitzubeeinflussen – ein gutes Beispiel kybernetischer Vernetzungen bzw. Systemsteuerung.

Insgesamt belegen die vorstehenden Ergebnisse überaus deutlich, daß es notwendig ist, den Begriff „Sediment“ bei einer morphodynamischen Bewertung qualitativ zu definieren. Denn die Veränderlichkeit des Materials „Sand“ reagiert im Vergleich zu „Schlick“ ganz unterschiedlich. Während hinsichtlich des Schlicks jedoch (unter Berücksichtigung der kybernetischen Zwischenglieder) ein klarer Reaktionsbezug zur Entwicklung des Oberwassers hergestellt werden kann, muß für die Sedimentqualität „Sand“ eine andersartige Steuergröße gegeben sein.

3.5 Tidedauer, Sandniveau und Baggetrend

Die Frage ist also: Gibt es Anzeichen dafür, daß auch bei der Sedimentqualität „Sand“ ein prägender Systemparameter steuernd die wesentlichen quantitativen Veränderungen „bestimmt“?

Nach dem Oberwasser, das entsprechend der Abb. 14 zwar eine angedeutete aber nicht prägende Beeinflussung des Sandniveaus erkennen läßt, kämen ohne Frage Systemelemente aus dem weiteren Bereich der „Tide“ in Betracht.

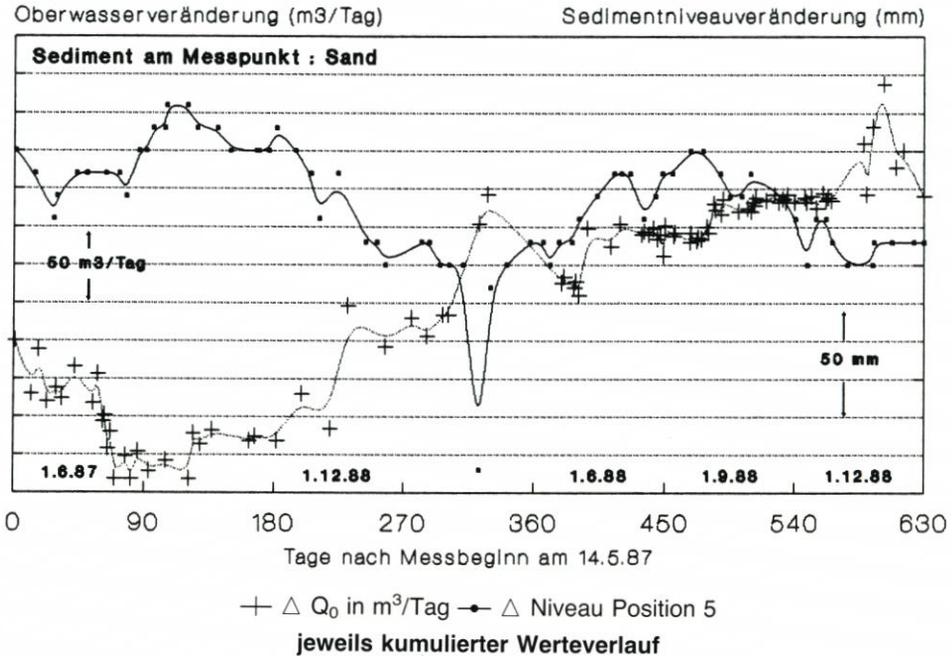


Abb. 14

Ein gewisses Problem ist hier allerdings darin zu sehen, daß bisher dem Verfasser noch keine ausreichend langen Meßreihen „aus dem Wasserkörper“ zur Verfügung stehen. Denn eine Strömungsdauermessung konnte erst mit Ende des vorliegenden Untersuchungszeitraums durchgeführt werden, so daß zwar einige interessante Ergebnisse nachfolgend angeführt, jedoch keine unmittelbare Korrelation zu Sedimentveränderungen angestellt werden können.

Verfügbar war hingegen in täglicher (tidenweiser) Auflösung der Faktor „Ebb- und Flutdauer“. Er läßt sich leicht aus den Ganglinien bzw. Scheitelwerten des der Untersuchungsstelle nächstgelegenen Pegels Glückstadt extrahieren.

Natürlich ist dies nur ein erster Ansatz, da Ebb- und Flutdauer besser aus Strömungsmessungen abgeleitet werden sollten (Kenterpunktsverschiebung), als aus reinen Thw-/Tnw-Eintrittszeiten. Andererseits besitzt die gewählte Tidenbestimmung den großen Vorteil, daß sie ‚on-line‘ aus der Pegeldaten-Fernübertragung bestimmt werden kann.

Der Faktor „Tidendauer“ wurde vom Verfasser dahingehend vereinfacht, daß die übergreifenden Mittel des Ebbdauerüberschusses errechnet werden. Dadurch können kurzzeitig wirkende Störgrößen (z. B. rasch durchziehende Windereignisse) gemildert und der maßgebende Trend der Tidendauer, der sich primär aus den Faktoren Oberwasser, Astronomie und Großwetterlage zusammensetzt, deutlicher werden.

Die tatsächliche Kurve der Ebbdauerüberschüsse entspricht langfristig betrachtet im Trend, jedoch nicht in den Beträgen, der vorherberechneten Ganglinie (siehe beispielhaften Ausschnitt Abb. 15). Tatsächlich ergibt sich ein Anstieg des Ebbdauerüberschusses von rd. 74 Minuten im Monat Mai 1987 (Meßbeginn) auf 120 Minuten im September 1987. Im Anschluß sinken die Ebbdauerüberschüsse bis zu einem absoluten Minimum (41 Minuten) im Februar 1988 ab.

Das nach vorherberechnetem (astronomischen) Verlauf im Monat Februar zu erwartende langsame Ansteigen der Ebbdauerüberschüsse wird interessanterweise deutlich gestört: Innerhalb weniger Tage nämlich erhöht sich der Ebbdauerüberschuß von o. a. und zu diesem Zeitpunkt „normalen“ 41 Minuten auf außergewöhnliche 95 Minuten, um anschließend wieder auf 62 Minuten abzufallen.

Verantwortlich ist eindeutig die massive Zunahme des Oberwassers während dieser Zeit, welches auf das absolute Maximum des Untersuchungszeitraumes, d. h. $3547 \text{ m}^3/\text{sec}$ (5. 4. 1988), ansteigt.

Im Anschluß an diese „Anomalie“ entwickeln sich die Ebbdauerüberschüsse wieder ungefähr entsprechend dem vorherberechneten Maße. Sie erreichen 113 Minuten im Juni 1988, um dann unter (in allen Zeiträumen vorhandenen) Ausschlägen auf 46 Minuten im November 1988 abzufallen.

Insgesamt werden damit in einem mittleren Zeitraum von 6 Monaten Unterschiede im Ebbdauerüberschuß erreicht, die bei rd. 70 Minuten liegen.

Das Sandniveau der Meßstelle 5 verhält sich in verblüffender Weise kongruent zum Verlauf der Ebbdauerüberschüsse: Relatives Minimum wie auch die relativen Maxima des tatsächlich eingetretenen Sandniveaus ähneln sich jeweils in den zu beobachtenden Veränderungen bzw. den Maxima und Minima der Ebbdauerüberschüsse.

Obwohl die Dichte der Niveaumessungen offensichtlich noch nicht ganz befriedigen kann, zeigt der Trend beider Kurven dergestalt eine unübersehbare Kopplung, daß das Sandniveau eine leicht zeitversetzte Ausgleichskurve der mittleren Ebbdauerüberschüsse ergibt.

Extremereignisse lassen den Zusammenhang auch kurzfristig erkennen, beispielsweise im März/April 1988 (325. Tag der Meßreihe). Hier fällt der Ebbdauerüberschuß von über 90 Minuten steil auf rd. 60 Minuten ab. Parallel fällt auch das Sandniveau um außergewöhnliche 9 cm ab.

Der vergleichbare Ebbdauerüberschuß-Einbruch im Januar 1988 (270. Tag der Meßreihe) zeigt allerdings keinen Niveauabfall. Das ist jedoch kein unbedingter Gegenbeweis, sondern kann damit erklärt werden, daß leider gerade innerhalb dieses Zeitraumes von drei Wochen keine Sandniveaumessungen stattgefunden haben (personell bedingte Meßlücke).

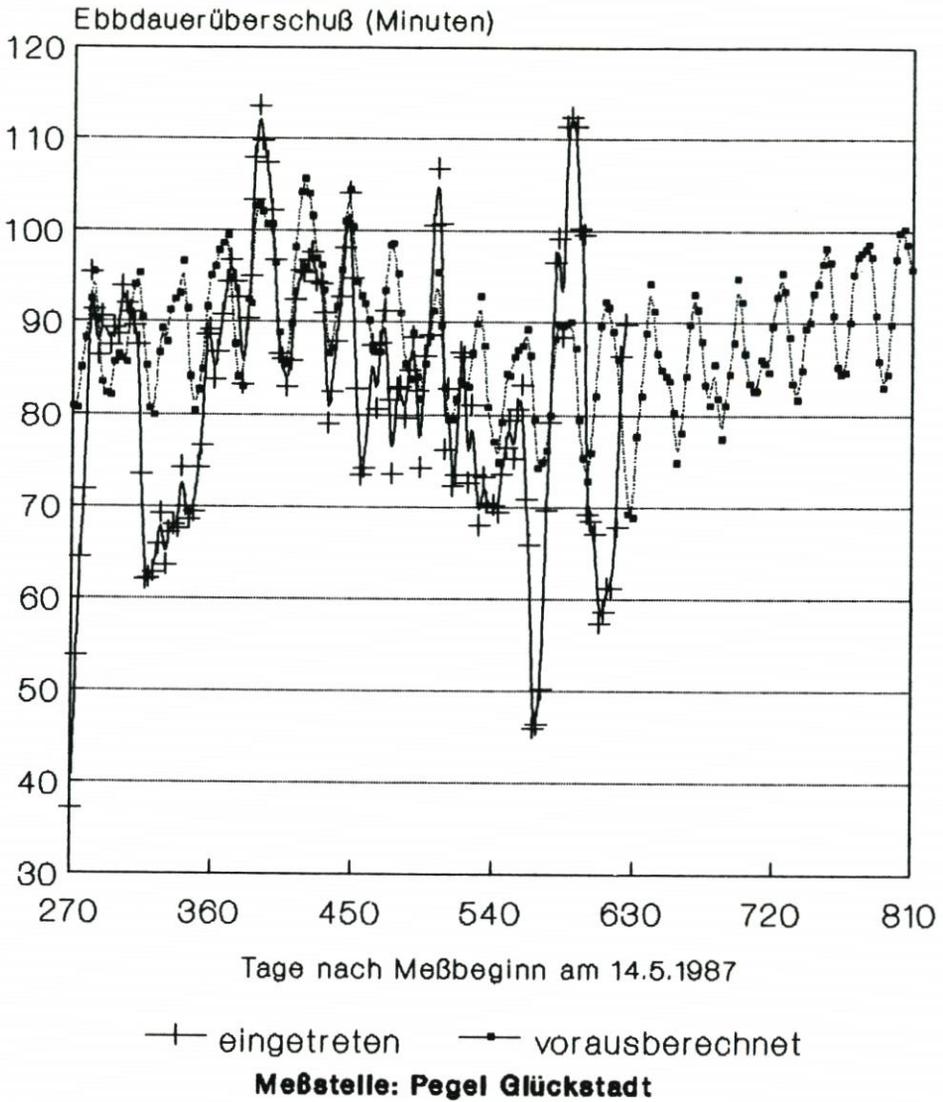


Abb. 15

Außerordentlich interessant ist des weiteren die Parallelität der Verlaufskurven von Sandniveau (bzw. der übergreifenden mittleren Ebbstrom-„Überschüsse“) und den Unterelbe-Baggermengen!

Die Abbildungen 16 und 17 belegen (in Kombination) eine sehr große Ähnlichkeit im Verlauf der Größen „Ebbdauerüberschuß“, „Sandniveau“ und „Baggermengen“. Es wäre also denkbar, daß eine gewisse Mobilisierung von Sediment (primär Sand) in Abhängigkeit von der tatsächlichen mittleren Zeitverteilung zwischen Ebb- und Flutstrom stattfindet.

Grundsätzlich sagt das natürlich noch nichts über die Herkunft des scheinbar mal mehr und mal weniger „in Transport“ übergehenden Sediments aus. Neutral kann zunächst nur von Zeiträumen intensiverer bzw. weniger intensiver natürlicher Materialumlagerung gesprochen werden.

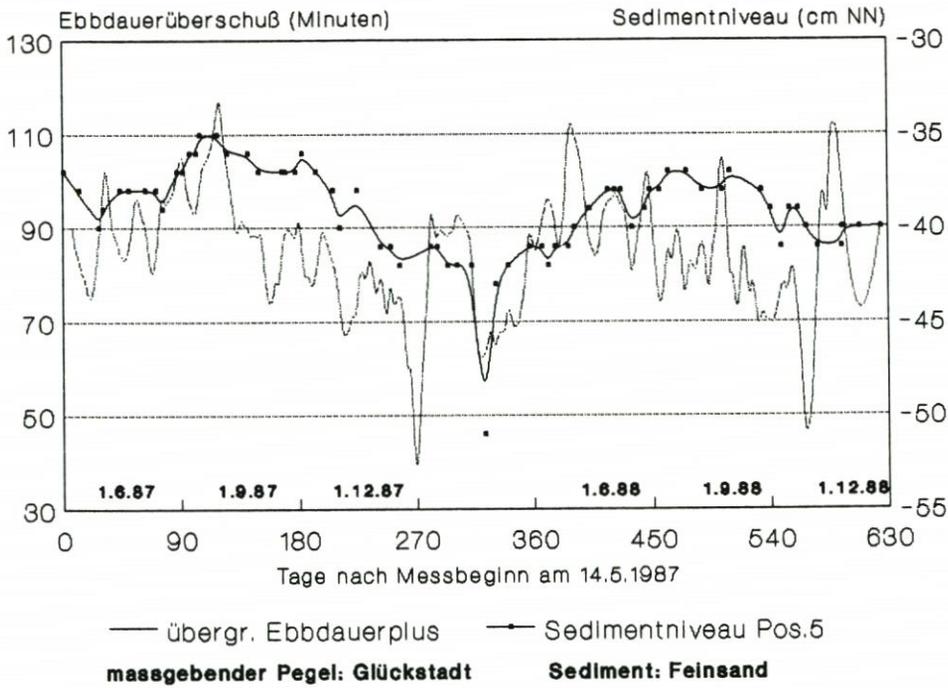


Abb. 16

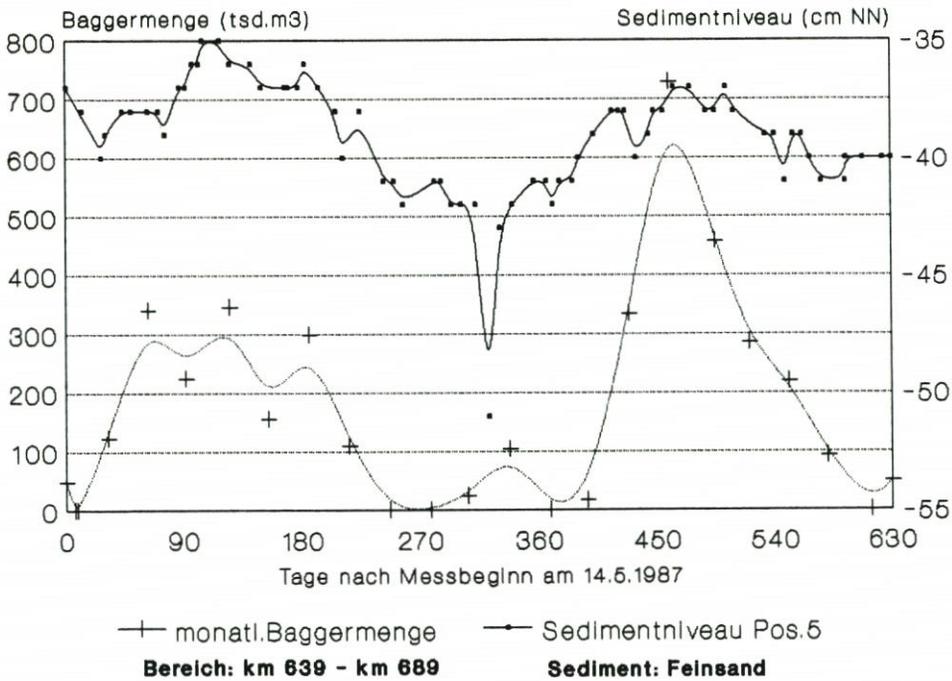


Abb. 17

Mit großer Wahrscheinlichkeit ist das unbedingte Postulat einer „Herkunfts-Ansprache“ von Baggermaterial ohnehin nicht notwendig, da vieles darauf hindeutet, daß auch in Zeiträumen mit „mehr“ Baggermengen die Sedimentbilanz dennoch in etwa gleich bleibt. Gemeint ist, daß zeitweise (siehe Abschnitt 4) nur die sohlennahe Umsatzhöhe an Material größer wird, nicht jedoch die im Flußregime insgesamt bestehende Raumbilanz.

Interessant ist in diesem Zusammenhang eines: Bekanntlich werden in allen deutschen Tideästuarien die Hauptmaterialeintriebe im stromabblickend rechten (bei den deutschen Tideflüssen also dem nautisch „roten“) Fahrwassersektor beobachtet. Die Abb. 18 zeigt dies exemplarisch am Beispiel des Jahres 1988 (Unterebbe):

km 639–689	Baggersektor		
	grün	Mitte	rot
	584	315	1728

Abb. 18: Baggermengen in der Unterebbe, Jahrgang 1988, nach Fahrwassersektoren getrennt aufgeführt (Werte des WSA Hamburg in tsd. m³)

Sollte dieses Phänomen möglicherweise (mit) darauf zurückgeführt werden können, daß die Wirksamkeit der Carioliskraft (= auf der Nordhalbkugel Rechtsablenkung eines strömenden Mediums) sich prägnant in der primär-potentiell vom Ebbstrom ausgehenden Materialmobilisierung wiederfindet? Dadurch, daß Baggermaterial sinnvollerweise im Regime belassen bleibt (Umlagerungsverfahren = die Bilanz des Reviers bleibt konstant), werden mit der räumlichen Ungleichverteilung der Mindertiefenbildungen eventuell nur die dominanten bzw. insgesamt resultierenden Umlagerungstrends visualisiert.

Über die Parallelität zum Verlauf der Ebbdauerüberschüsse hinaus verhalten sich die Baggermengen durchaus (und logischerweise, siehe Abschnitt 2!) in gewisser Übereinstimmung zur Veränderlichkeit des Neu-Darchauer Q_0 . Wie in vorstehenden Abschnitten ausgeführt, ist dieser Zusammenhang nach Ansicht des Verfassers aber nicht unmittelbar, sondern über (mehrfachgesteuerte) Zwischenparameter (Ebbdauerüberschuß-/Strömungsgeschwindigkeits-/Salzgehaltsveränderungen etc.) verursacht.

4. Fazit

Unter Berücksichtigung aller derzeit verfügbaren Daten ist es hinsichtlich der im Mittelpunkt des wasserbaulich-verkehrstechnischen Interesses stehenden Baggermengenentwicklung entscheidend, in welchem Umfang Sediment zeitweise „mobilisiert“ bzw. sich über die Zeit in veränderlicher Quantität in Transport befindet.

Dabei muß nach Sedimentqualitäten unterschieden werden, denn der überwiegend aus dem Schwebstofftransport resultierende „Schlick“ reagiert anders auf Veränderungen hydrographischer Parameter als es das hauptsächlich im Grenzschiebtransport (Geschiebe- und sohlennahe Suspensionstransport) bewegte Material „Sand“ tut.

Maßgebende Veränderliche für das Resultat „Materialumsatz“ sind sowohl das Oberwasser (über Zwischenglieder), als auch die Tide. Ihr jeweiliger Einfluß ist über die Zeit wechselnd (Oberwasser = Witterungsverlauf / Tide = Astronomie) und verrechnet sich im kybernetischen Sinne miteinander. Bei geeigneter Ortswahl (Meßstelle) können jedoch die jeweils dominanten bzw. prägenden Faktoren aus der Summe der Wechselwirkungen extrahiert werden.

Mit anderen Worten: Zwischen Oberwasser und Tide bestehen über diverse Zwischen-

gliedert Kopplungs- bzw. Abhängigkeitsmechanismen. Dadurch zeigen sowohl „Sand“ als auch „Schlick“ trotz unterschiedlicher Primärsteuerungen zeitweise durchaus auch Merkmale einer Beeinflussung durch das jeweils sekundäre Stellglied „Oberwasser“ bzw. „Tide“.

Im Unterelbbereich bei Rhinplatte (Glückstadt) können folgende Primär-Systemabhängigkeiten festgestellt werden:

1. Sedimentqualität „Sand“

Primär entscheidend ist das Verhältnis von Ebb- zu Flutdauer. Je größer der mittlere Ebbdauerüberschuß ist, desto mehr Sand befindet sich offensichtlich in Transport, d. h., desto größer scheint die Masse des mobilisierten/des in Umlagerung befindlichen Grenzsicht-Sediments (s. o.) zu sein.

Funktionell ist dies damit zu erklären, daß im Verlauf zunehmender Ebbdauerüberschüsse auch die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten ansteigen. Dadurch ergibt sich eine Erhöhung des Materialumsatzes mit der Folge, daß die mittlere Amplitude einer gedachten Sohl-niveaugrenzschicht (Stabilitätsform) größer werden muß (lokales „Ausschwingen“ einer im ersten Ansatz stabilen Grenzsicht; siehe Abb. 19).

In Anwendung auf das zugrundeliegende praktische Problem der Wasserstraßenunterhaltung ergibt sich, daß bei einer Erhöhung der mittleren Sohl-niveau-Amplitude (durch astronomisch bedingte Veränderung der Tidedauern bzw. der daran gekoppelten Stromgeschwindigkeiten) auch die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung von „Peaks“ (besser: großräumige Rücken), welche die definierte Sohlentiefe von 13,5 m KN überragen (= Mindertiefen), größer wird. Die der Analyse zugrundeliegende Meßstelle 5 (Elb-Kilometer 671,8) muß in diesem Sinne als das System charakterisierender Standort („Versuchsanordnung der Natur“) gesehen werden.

Die fakto bedeutet dies, daß sich eine erhöhte Mobilisierung von Material wahrnehmen bar (und störend) dort niederschlägt, wo tatsächlich kontinuierliche Beobachtungen der Flußsohle stattfinden, nämlich in der seeschifftiefen Fahrrinne. Nach dieser Vorstellung zu postulierende großräumig-parallel auftretende relative Übertiefen werden bisher nicht ausreichend beachtet bzw. können im Zuge von Verkehrssicherungspeilungen nicht festgestellt werden, da sie auch außerhalb der eigentlichen Fahrrinne liegen.

Insgesamt verlangt das vorstehend beschriebene und in Abbildung 19 schematisierte Modell nicht unbedingt, daß in Zeiträumen mit erhöhter Baggernotwendigkeit auch mehr Material von außen in das System hineingebracht wird.

Der Verfasser geht bei seinen Überlegungen davon aus, daß Mindertiefenbildungen in der Fahrrinne nur ein Indiz für relativ verstärkte natürliche Umlagerungen sind. Die Bilanz des Systems kann dabei insgesamt durchaus gleich bleiben. Grundsätzlich deckt sich diese Überlegung mit den Beobachtungen von VOLLMERS und WOLF (1969; siehe dazu Abschnitt 2), welche tatsächlich bei einer Erhöhung der mittleren Ebbstromgeschwindigkeiten um 22 % eine Erhöhung des Materialumsatzes (Riffelgeschwindigkeit) um das 10fache ermittelten.

In Anwendung auf die Wasserstraßenunterhaltung (Unterhaltungsbaggerung) ist das bei Untiefenbildung betriebene wasserbauliche Umlagerungsverfahren (Materialverfrachtung mittels Hopperbagger) sinnvoll, da durch das „Verschieben“/Einbringen des lokal sedimentierten Materials (= Untiefe = Baggergut) in Richtung Übertiefen ein Ausgleich der Sohl-Amplituden vorgenommen wird, ohne die natürliche Massenbilanz des Regimes zu stören, d. h. insgesamt aus dem quantitativ-morphodynamischen Gleichgewicht zu bringen!

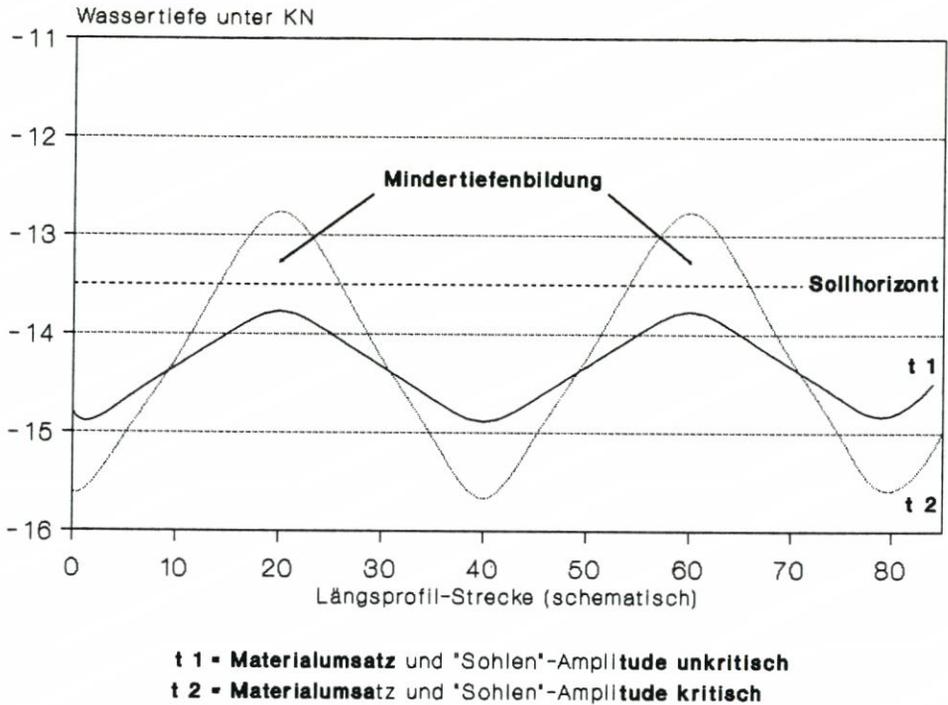


Abb. 19: Materialumsatz und Mindertiefenbildung in der Unterelbe, schematisierte Darstellung.

t1: resultierender Sohlzustand bei relativ verringerten Ebbdauerüberschüssen.

Die mit kleinen Ebbdauerüberschüssen verbundenen geringeren Strömungsgeschwindigkeiten führen zu relativ verminderten Sohlniveau-Änderungsamplituden, d. h. (auch) einem verringerten Auftreten von „Mindertiefen“ im Bereich der Fahrrinne.

Insgesamt ist während dieses periodisch auftretenden morphodynamischen Zyklus, der jedoch durch Oberwasserextrema gestört/variirt werden kann, die Menge des im Revier umgesetzten Materials relativ reduziert.

t2: resultierender Sohlzustand bei relativ erhöhten Ebbdauerüberschüssen.

Die damit verbundenen erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten führen zu relativ verstärkten Sohlniveau-Änderungsamplituden, d. h. (auch) einem erhöhten Auftreten von „Mindertiefen“ (= Amplituden-Spitzen) im Bereich der Fahrrinne.

Insgesamt ist während dieses periodisch auftretenden morphodynamischen Zyklus, der ebenfalls durch Oberwasserextrema gestört/variirt werden kann, die Menge des im Revier umgesetzten Materials relativ erhöht.

Das Oberwasser modifiziert (über Zwischenglieder) dieses Grundmuster, im Bereich der Baggerstelle Rhinplatte ohne Frage auch über die Verschiebung der Brackwasserzone.

2. Sedimentqualität „Schlick“

Hinsichtlich des „Schlicks“ kann eindeutig belegt werden, daß die Dynamik dieses Materials oberwasserabhängig gesteuert ist: Je intensiver das Oberwasser ansteigt (Veränderlichkeit in m^3/Tag), desto mehr Schwebstoff (Ton- und Schluff / organische Substanz) ist in Transport bzw. wird als Schlick abgelagert. Ein Einfluß des Verhältnisses von Ebb- und Flutdauer ist im Unterschied zur Sedimentqualität „Sand“ nicht unmittelbar erkennbar.

Dies Ergebnis bedeutet nicht, daß ein in bezug zur Oberwassererhöhung stattfindender erhöhter Schlickfall auch unmittelbar aus dem Oberwasser herrührt! Wahrscheinlich ist vielmehr, daß ähnlich wie bei der Sedimentqualität „Sand“ die dem spezifischen Sedimentverhalten zugrundeliegenden/steuernden Primärparameter eine oberwasserparallele/oberwasserabhängig verstärkte Feinmaterialbildung/-mobilisierung, vermutlich auch über die Verschiebung der Brackwasserzone, hervorrufen.

Die aus den faktischen Ergebnissen abgeleiteten Überlegungen und Funktionsdeutungen sind derzeit natürlich noch nicht vollständig verifizierbar. Dennoch bringt der Verfasser die o. a. Darstellung von Systemzusammenhängen zur Diskussion, da die Dichte an bestätigenden Indizien hoch ist. Das angewandte Problem der nächsten Zeit sollte sein, Meßeinrichtungen zu schaffen und zu betreiben, die es erlauben, bisher nur plausible Systemzusammenhänge schlüssig zu beweisen.

5. Schriftenverzeichnis

- BÜDEL, J.: Das System der klima-genetischen Geomorphologie. *Erdkunde*, H. 23, 1969.
- CHRISTIANSEN, H.: Neue Erkenntnisse über Schlickbildungs- und Sedimentationsprozesse im Hamburger Hafen. *Jahrbuch d. Hafentechn. Gesellschaft*, Bd. 42, 1988.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Morphodynamik, Materialbilanz und Tidewassermenge der Unterelbe. *Berliner Geogr. Studien*, Bd. 12, 1983.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Inluviale Schwemmfächer – Über die lokalen Folgen natürlicher Materialumlagerungen im Bereich der Unterelbe. *Die Küste*, H. 43, 1986 (a).
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Flächenhafte Materialanalyse und Sohlformeninterpretation – Grundlagen zur Bestimmung der gerichteten Morphodynamik im Elbeästuar. Unveröffentlichte Untersuchung, Hamburg, 1986 (b).
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Luftbildkartierung von Schwimmerbahnen – Eine Methode zur iterativen Aufnahme von flächenhaften Strömungsverteilungen und ihr Vergleich zur punktuellen In-Situ-Meßwertgewinnung. *Die Küste*, H. 47, 1988.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Schwebstoffwolken im Tideästuar der Unterelbe – Erfassung und Bewertung durch Luftbildkartierung und Trübungsmessung. In Arbeit befindliches Untersuchungsprogramm. 1989.
- FÜHRBÖTER, A.: Sandbewegung im Küstenraum – Rückschau, Ergebnisse, Ausblick. *Sandbewegung im Küstenraum*, Boppard, 1979.
- GÖHREN, H.: Beobachtungen über den Einfluß des Oberwassers auf die Sandbewegung in der Außenweser. *Die Küste*, Jg. 14, H. 2, 1966.
- HINRICHSSEN, A. M.: Der Einfluß des Oberwassers auf die Tideparameter der Elbe. Unveröffentl. Untersuchung, WSD Nord, Kiel, 1989.
- KLUG, H. u. LANG, R.: Einführung in die Geosystemlehre. Darmstadt, 1983.
- LUCHT, F.: Die Sandwanderung im unteren Tidegebiet der Elbe. *Dt. hydrogr. Z.* Bd. 6, 1953.
- MANZENRIEDER, H. u. WITTE, H.-H.: Aufnahme von dynamischen Veränderungen an Gewässer-sohlen – Verfahren, Einschränkungen und neue Methoden –. *Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau TU Braunschweig*, H. 93, 1986.
- MUNDSCHENK, H.: Zur Quantifizierung von Sedimentbewegungen im Bereich alternierender Tideströmungen. *Deutsche Gewässerkd. Mitt.*, H. 5, 1979.
- NEUMANN, L. J. R. u. HAAR, S.: Verhalten von Schlick und Schwebstoffen in Ästuaren. Abschlußbericht des vom BMFT geförderten gleichnamigen KFKI-Vorhabens, Hamburg, 1988.
- ROHDE, H.: Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstofftransport in einem Tidefluß. *Die Küste*, H. 25, 1974.
- VOLLMERS, H. u. WOLF, G.: Untersuchungen von Sohlbildungen im Bereich der Unterelbe. *Die Wasserwirtschaft*, H. 10, 1969.