

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-2012-00000046

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 KUSTENINGENIEURWESEN

Heft 47 – 1988

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

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0347-7

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

COLDEWEY, HANS-GERD, Dipl.-Ing., Gartenweg 12, 2984 Hage; DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr. rer. nat., Dipl.-Geogr., Moorweidenstr. 14, 2000 Hamburg 13; EHLERS, JÜRGEN, Dr. Oberstr. 88, 2000 Hamburg 13; ERCHINGER, HEIE FOCKEN, Dipl.-Ing., Heinrich-Heine-Str. 23, 2980 Norden; FÜHRBÖTER, ALFRED, Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51, 3300 Braunschweig; HAVNOE, KARSTEN, Dipl.-Ing., Aagern-Alleé 5, DK 2970 Horsholm; JENSEN, JÜRGEN, Dr.-Ing., Wedeler Landstr. 157, 2000 Hamburg 56; LIETZ, ULRICH, Prof. Dipl.-Ing., Kellerkuhle 15, 2150 Buxtehude; MÜGGE, HANS-ECKART, Dipl.-Ing., Wedeler Landstr. 157, 2000 Hamburg 56; PROBST, KLAUS, Dipl.-Ing., Alfons-Härtel-Weg 5, 7000 Stuttgart-Möhringen; RICKLEFS, KLAUS, Dipl.-Geol., Olshausenstr. 40-60, 2300 Kiel; SAGGAU, WALTER, Dipl.-Ing., Gartenstr. 2, 2351 Viöl; SCHERENBERG, RUDOLF, Dipl.-Ing., Schönwohlder Weg 34, 2300 Kiel 1; SCHULZE, MICHAEL, Dipl.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing., Haydnstr. 25, 2190 Cuxhaven; TÖPPE, ANDREA, Dipl.-Ing., Beethovenstr. 51a, 3300 Braunschweig; VISSCHER, GEORG, Dipl.-Ing., Moorkamp 27, 2082 Moorrege.

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: Erster Baudirektor Dr.-Ing. GÖHREN, Dalmanstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

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

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

Inhaltsverzeichnis

GÖHREN, HARALD, Dr.-Ing. Leitender Baudirektor Dr.-Ing. HANS ROHDE im Ruhestand	1
EHLERS, JÜRGEN, Dr. Morphologische Veränderungen auf der Wattseite der Barriere-Inseln des Watten- meeres	3
Bericht einer Länder-Arbeitsgruppe Bemessungswasserstände entlang der Elbe	31
SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing. HAVNOE, KARSTEN, Dipl.-Ing. Einfluß von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Höhe hoher Sturm- fluten	51
LIETZ, ULRICH, Prof. Dr.-Ing. Veränderung der Wasserstände in der Elbe von 1950 bis 1984 – Eine Untersuchung anhand von Monatsmitteln	103
JENSEN, JÜRGEN, Dr.-Ing. MÜGGE, HANS-ECKART, Dipl.-Ing. VISSCHER, GEORG, Dipl.-Ing. Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht	135
FÜHRBÖTER, ALFRED, Prof. Dr.-Ing. JENSEN, JÜRGEN, Dr.-Ing. SCHULZE, MICHAEL, Dipl.-Ing. TÖPPE, ANDREA, Dipl.-Ing. Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen	163
SCHERENBERG, RUDOLF, Dipl.-Ing. Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt	187
SCHERENBERG, RUDOLF, Dipl.-Ing. SAGGAU, WALTER, Dipl.-Ing. Der Bau der Vordeichung vor der Hattstedter Marsch im Rahmen der Küsten- schutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht	205
ERCHINGER, HEIE F. Dipl.-Ing. COLDEWEY, HANS-GERD, Dipl.-Ing. PROBST, KLAUS, Dipl.-Ing. Empfehlungen für eine wirksame Außentiefräumung als Ergebnis des Forschungs- vorhabens „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“	245
RICKLEFS, KLAUS, Dipl.-Geol. Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an schlickbildenden Schweb- stoffen aus dem Neßmersieler Außentief	295
DAMMSCHNEIDER, HANS-JOACHIM, Dr. rer. nat. Luftbildkartierung von Schwimmerbahnen – Eine Methode zur iterativen Auf- nahme von flächenhaften Strömungsverteilungen und ihr Vergleich zur punktu- ellen In-situ-Meßwertgewinnung	305



Leitender Baudirektor Dr.-Ing. Hans Rohde im Ruhestand

Am 31. 5. 1988 ging der Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau/Außenstelle Küste, Hamburg, Dr.-Ing. HANS ROHDE, in den Ruhestand. Berufsweg, Leistungen und Erfolge des verdienten Beamten der Wasserstraßenverwaltung sind bereits an verschiedenen Stellen gewürdigt worden.

Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen hat Dr. Rohde auf seiner 34. Sitzung am 8. 3. 1988 in Hamburg Rissen als Forschungsleiter Küste verabschiedet.

Das Kuratorium (KFKI) wurde 1973 als Nachfolgeorganisation des Küstenausschusses Nord- und Ostsee durch Verwaltungsabkommen zwischen dem Bund und den Küstenländern gegründet. Seine Aufgabe ist die Planung, Organisation und Durchführung größerer, über die Zuständigkeiten einzelner Küstenbauverwaltungen hinausgehender, praxisbezogener Forschungsarbeiten. Eine zentrale Funktion in dieser für wasserbauliche Planungen im Küstenraum wichtigen Organisation erfüllt der Forschungsleiter Küste. Er hat gemeinsam mit den zuständigen Länderverwaltungsstellen den Bedarf für die Erforschung von großräumigen Prozessen der Meeres- und Sedimentdynamik, der Küstenmorphologie sowie der Wechselwirkungen zwischen Bauwerken und Naturvorgängen zu ermitteln, daraus Forschungsprogramme zu entwickeln und diese unter Zusammenfassung vorhandener Ressourcen und Beteiligung ingenieur- und naturwissenschaftlicher Disziplinen zu organisieren und durchzuführen.

Die Wahl für diese verantwortungsvolle Aufgabe fiel bei Gründung des KFKI auf Dr. ROHDE, Leiter der Außenstelle Küste der Bundesanstalt für Wasserbau. Sowohl die Führungs- und Fachkompetenz, die er bei Leitung dieser Dienststelle der Bundeswasserstraßenverwaltung seit langem bewiesen hatte, als auch sein starkes wissenschaftliches Interesse an allen Fragen der Küstenforschung qualifizierten ihn für diese Aufgabe. Insbesondere während seiner langjährigen vorausgegangenen Tätigkeit beim Wasser- und Schiffsamt Tönning, wo er an den Voruntersuchungen für die Eiderabdämmung maßgebend beteiligt war, sowie als Leiter des Dezernats für Gewässerkunde der damaligen Wasser- und Schiffsdirektion Hamburg hat sich HANS ROHDE für wissenschaftliche Fragen des „Coastal Engineering“ zunehmend interessiert und engagiert. Seine Dissertation „Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße“, mit der er im Frühjahr 1971 an der Technischen Universität Hannover zum Dr.-Ing. promovierte, hatte ihren Ursprung in seiner Tätigkeit bei der WSD Hamburg.

Dr. ROHDE war bis zu seinem Ausscheiden aus dem aktiven Dienst, d.h. 15 Jahre, Forschungsleiter des KFKI. Er hat die wesentlichen Arbeitsgrundlagen entwickelt und erfolgreich eingesetzt, so die Bildung von verwaltungsübergreifenden Projektgruppen für die einzelnen Forschungsvorhaben, Diskussion und Abstimmung in regelmäßigen Beratungsgruppensitzungen, an denen fachkundige Mitarbeiter der Verwaltungen sowie aus Instituten teilnehmen.

Zahlreiche Forschungsprojekte sind inzwischen durchgeführt bzw. sind noch in der Abwicklung. Die Planung für neue Projekte läuft. Es würde zu weit führen, sie hier im einzelnen aufzuführen; auf die regelmäßigen Berichte des Forschungsleiters in den Heften 34, 37, 40 und 44 der „Küste“ sei verwiesen.

Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen und damit die an der Küste tätigen Wasserbauverwaltungen des Bundes und der Länder haben Dr. ROHDE für seinen Einsatz, sein Engagement und seine Erfolge zu danken. Die Erfolge sind nicht nur an der Erfüllung der gestellten Aufgaben zu messen, sondern auch an einem durch zahlreiche Fachpublikationen dokumentierten eigenen wissenschaftlichen Werk, mit dem er zu Fortschritten auf dem Gebiet des Küsteningenieurwesens maßgebend beigetragen hat.

Der Vorsitzende des Kuratoriums für Forschung
im Küsteningenieurwesen
Dr.-Ing. GÖHREN

Morphologische Veränderungen auf der Wattseite der Barriere-Inseln des Wattenmeeres

Von JÜRGEN EHLERS

Zusammenfassung

Die Inselgroden des Wattenmeeres liegen heute überwiegend im Abbruch. Luftbilddauswertungen haben gezeigt, daß der Uferrückgang in der Regel etwa 0,5 m/Jahr beträgt. Verlandung ist auf die Gebiete beschränkt, in denen sich neue Dünenzüge gebildet haben oder wo durch menschliche Eingriffe, z. B. Dammbauten, der Schutz gegen die Abtragung verbessert wurde. Der verstärkte Uferabbruch hat Mitte des 19. Jahrhunderts eingesetzt; er wird als Ergebnis des seit Ende der „Little Ice Age“ wieder deutlich steigenden Meeresspiegels gesehen.

Summary

At present the marsh areas on the back-barrier sides of the Wadden Sea Islands are experiencing severe erosion. Aerial photograph evaluation has shown that the coastal retreat is occurring at an average rate of 0.5 m/year. Accretion dominates only in areas sheltered by recently formed dune ridges or protected by construction measures, e.g. causeways. The increased erosion, which started about 1850, is attributed to the sea level rise following the end of the „Little Ice Age“.

Inhalt

1. Einleitung	4
2. Beschreibung der Veränderungen	4
2.1 Westfriesische Inseln	4
2.1.1 Texel	4
2.1.2 Vlieland	5
2.1.3 Griend	6
2.1.4 Terschelling	6
2.1.5 Ameland	7
2.1.6 Schiermonnikoog	7
2.1.7 Rottumerplaat	8
2.1.8 Rottumeroog	8
2.2 Ostfriesische Inseln	9
2.2.1 Borkum	9
2.2.2 Juist	10
2.2.3 Norderney	12
2.2.4 Baltrum	13
2.2.5 Langeoog	13
2.2.6 Spiekeroog	14
2.2.7 Wangerooge	14
2.3 Die offenen Watten zwischen Jade und Eider	15
2.4 Nordfriesische Inseln	15
2.4.1 Pellworm	15
2.4.2 Nordstrand	16
2.4.3 Halligen	16
2.4.4 Amrum	18
2.4.5 Föhr	18

2.4.6 Sylt	20
2.4.7 Römö	23
2.4.8 Mandö	24
2.4.9 Fanö	24
3. Schlußfolgerungen	25
4. Dank	28
5. Schriftenverzeichnis	28

1. Einleitung

Die zum Teil mehrere Kilometer breiten Grodenflächen der Friesischen Inseln legen Zeugnis davon ab, daß im Lee der Dünenbarriere des Wattenmeeres zumindest periodisch erhebliche Verlandung stattgefunden haben muß. Geländeuntersuchungen haben gezeigt, daß heute an den wattseitigen Rändern der Inseln die Abtragung dominiert (EHLERS u. MENSCHING, 1982). Eine Quantifizierung dieser Aussage erwies sich als schwierig, da die vorliegenden topographischen Karten die Kante des Außengrodens nur ungenau abbilden; häufig wird der Küstenverlauf aus älteren Auflagen unkorrigiert übernommen.

Die Ermittlung morphologischer Veränderungen mit Hilfe der Luftbilddauswertung wurde im Küstenbereich zuerst durch GIERLOFF-EMDEN (1961) und KÖNIG (1972) in größerem Umfang erprobt. Für die vorliegenden Untersuchungen standen aus dem niederländischen Bereich Aufnahmen der Fototheek Topografische Dienst (Emmen) zur Verfügung (ab 1939), für den dänischen Bereich (ab 1945) Aufnahmen des Geodaetisk Institut (Kopenhagen). Aus dem Archiv der „Air Photo Library, Keele University“ (England) konnten Aufkläreraufnahmen der deutschen Nordseeküste aus den Jahren 1944/45 beschafft werden. Diese wurden mit aktuellen Aufnahmen verglichen. Der hierdurch abgedeckte Zeitraum von im Schnitt etwa 40 Jahren reicht aus, um hinreichend exakte Aussagen über die aktuellen Küstenveränderungen zu gewinnen. Im folgenden soll die Situation auf den einzelnen Inseln kurz charakterisiert werden.

2. Beschreibung der Veränderungen

2.1 Westfriesische Inseln

2.1.1 Texel

Die Insel Texel besitzt einen Geestkern, dessen seewärtiger Rand durch junge Dünen verdeckt ist (Lage s. Abb. 1). Nördlich und südlich des Geestkerns schließen sich Marschgebiete an. Bis auf die kleine Salzmarsch „de Schorren“ an der Nordostecke der Insel wird die Grenze gegen das Watt heute von der Deichlinie gebildet. De Schorren unterliegt der Abtragung. Ein Vergleich von Luftbildern der Fototheek Topografische Dienst (Emmen) aus den Jahren 1939 und 1983 belegt einen Uferrückgang um 50 m, d. h. Schnitt etwa 1,1 m pro Jahr (EHLERS, 1988).

Das Überwiegen der Abtragung ist eine junge Erscheinung. Die vorhandenen Quellen belegen für Texel bis vor etwa 100 Jahren eine überwiegend positive Küstenentwicklung auf der See- und Wattseite (vgl. Karten bei VAN LARE, 1980; ROEPER, 1980). Noch im 19. Jahrhundert konnten die Polder Eijerland (1835), de Eendracht, de Volharding und Prins Hendrik Polder (beide 1846) sowie Het Noorden (1876) eingedeicht werden (KLEINKEMM, 1910; ROEPER, 1980). Danach kam die Verlandung zum Stillstand.

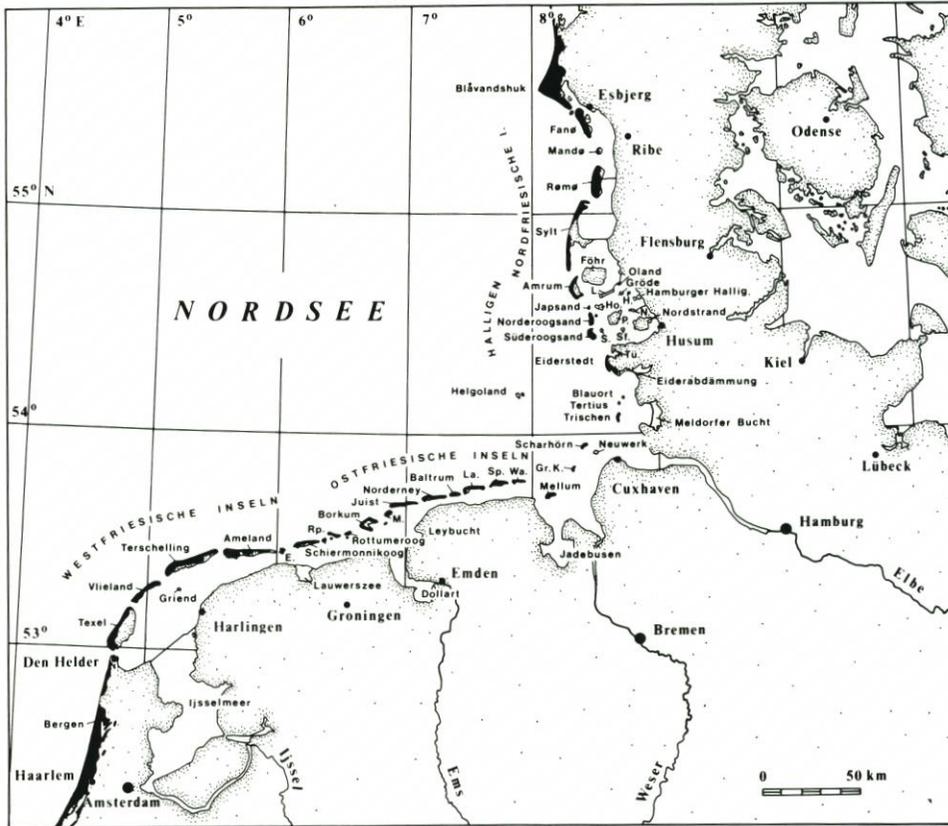


Abb. 1: Übersichtskarte

Die negative Küstenentwicklung auf Texel ist durch die Abdämmung der Zuider Zee (1932) verstärkt worden. Der Tidehub auf der Wattseite Texels erhöhte sich um 20 cm (im Süden) bis 50 cm (im Norden). Der verstärkte Tidehub macht sich auch auf den östlichen Nachbarinseln bis nach Ameland hin bemerkbar (KLOK u. SCHALKERS, 1978).

2.1.2 Vlieland

Vlieland ist unter den Westfriesischen Inseln diejenige mit den stärksten seeseitigen Landverlusten. Seit 1688 gingen im Schnitt über 1000 m verloren (KLIJN, 1981). Auf Vlieland gibt es mit Ausnahme des kleinen Westervelds unmittelbar westlich des Ortes Oost-Vlieland keine Marschgebiete. Die Insel ist gegen den wattseitigen Uferabbruch durch eine Uferbefestigung gesichert. Im Schutz der mit Hilfe von Sandfangzäunen erzeugten Kroon's Polders (1905–1922; vgl. VISSER, 1947) am Ostende der westlichen Sandplate Vliehors gibt es im Posthuiswad leichte Verlandungstendenzen.

2.1.3 Griend

Am stärksten betroffen von der Abdämmung der Zuider Zee war die kleine Marschinsel Griend, die im Watt auf halbem Wege zwischen Terschelling und Harlingen liegt. Während in früheren Jahrhunderten die Uferabbrüche im Westen zumindest zum Teil durch Verlandung im Osten gemildert wurden, hat die Verlandung in den letzten 10–15 Jahren völlig aufgehört. Seit 1979 ist die Insel fast völlig von einem sandigen Uferwall umschlossen, der ursprünglich nur den Westteil hufeisenförmig umgab. Die am stärksten exponierte Westseite wurde 1973 durch einen (1981 verstärkten) Sanddeich gesichert (ABRAHAMSE u. LUITWIELER, 1982).

2.1.4 Terschelling

Im zentralen Teil der Insel Terschelling bildet – wie auf Texel – der Deich die Grenze gegen das Wattenmeer. Der große Polder auf Terschelling ist älter als 1506 (VAN DER MOLEN, 1978). Lediglich Het Nieuwland konnte später (1858) dazugewonnen werden. Die verbleibenden kleinen Außengroden de Ans, de Oel, de Keach und de Grienen (östlich Oosterend) liegen im Abbruch. Abb. 2 zeigt den Rückgang der Marschflächen etwa 1 km östlich des Terschel-

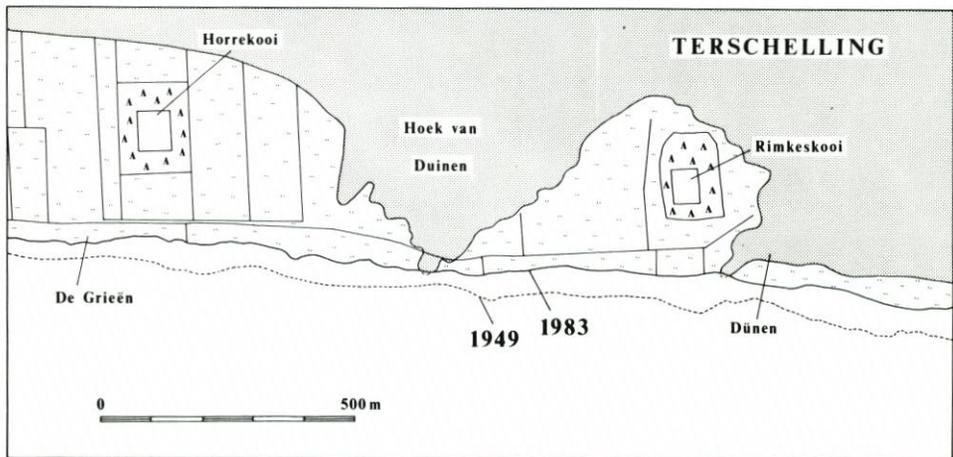


Abb. 2: Uferabbruch auf Terschelling; Entwicklung im Ostteil der Insel, 1 km östlich des Inselgrodens

linger Polders. Im Hoek van Duinen und östlich der Vogelkoje Rimkeskooi liegen heute bereits Dünengebiete im Abbruch. Der Uferabbruch betrug von 1949 bis 1983 im Schnitt etwa 80 m, d. h. ca. 2,5 m/Jahr.

In starkem Gegensatz hierzu steht die Entwicklung der jungen Salzmarsch am östlichen Inselende. Auf der bis dahin kahlen Sandplate Boschplaat begannen sich Ende des 19. Jahrhunderts Dünen zu bilden, in deren Schutz es zu verstärkter Verlandung kam. Die natürliche Entwicklung wurde durch den Bau eines künstlichen Dünenzuges (Stuifdijk) in den Jahren 1931–1938 unterbrochen (VISSER, 1947); die Verlandung auf der Wattseite dauert jedoch bis heute an.

2.1.5 Ameland

Auch auf Ameland grenzen die großen Polder unmittelbar ans Wattenmeer. Die Deiche sind erst ab 1916 errichtet worden (BAKKER, 1973), als der Uferabbruch der Salzmarsch bereits eingesetzt hatte. Ähnlich wie auf Terschelling hat sich der Ostteil der Insel in diesem Jahrhundert stark ausgedehnt. Von 1910–1950 verlängerte sich die Insel um 4,5 km. Seither sind jedoch über 2 km der jungen Sandplate wieder verlorengegangen.

Während im Schutz junger Dünen im Ostteil der Insel auf der Wattseite Verlandungstendenzen überwiegen, liegen die kleinen Salzmarschflächen südlich von Hollum im Abbruch (Abb. 3). Dies mag zum Teil auf die starke Annäherung des Seegats Borndiep an den Westkopf der Insel bedingt sein, die nur durch massive Küstenschutzmaßnahmen gebremst werden konnte (KOOIKER, 1981).



Abb. 3: Uferabbruch auf Ameland, südöstlich von Hollum (Aufnahme: 1981)

2.1.6 Schiermonnikoog

Der Bancks Polder auf Schiermonnikoog wurde 1860 als Schutz gegen den seit dem frühen 19. Jahrhundert wirksamen wattseitigen Uferabbruch eingedeicht. Seewärts des Deiches hat sich kein Neuland bilden können. Restliche Außengrodenflächen östlich des Polders liegen im Abbruch (Abb. 4). Von 1952 bis 1983 gingen im Schnitt etwa 25 m verloren, d. h. ca. 0,8 m/Jahr. Dagegen sind sowohl am Westende als auch am Ostende der Insel deutlich positive Entwicklungen zu verzeichnen. Durch die Abdämmung der Lauwerszee (1969) wurde das Tidevolumen des Friesche Zeegat westlich Schiermonnikoog um gut 40 % verringert (ABRAHAMSE u. KONING, 1983), was zu einer westlichen Ausdehnung der Insel führte.

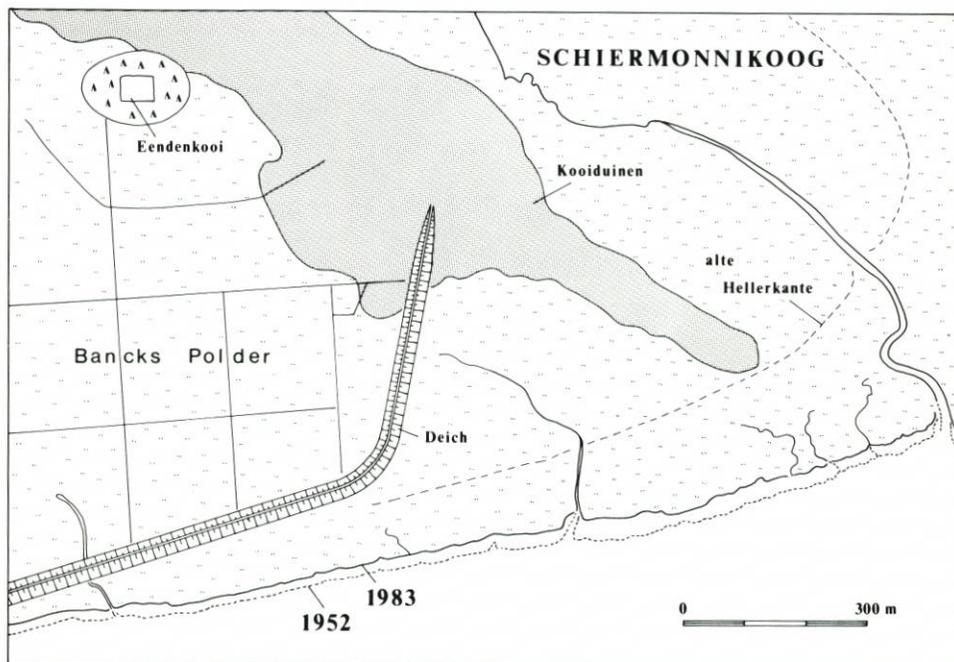


Abb. 4: Uferabbruch auf Schiermonnikoog; Entwicklung des Außengrodens am Ostende des Bancks Polders

Auf der Sandplate Het Rif im Westen bilden sich neue Dünen. Auch auf der über 7 km langen, bis dahin kahlen Ostplate hat etwa ab 1950 Dünenbildung eingesetzt. Im Schutz dieser Dünen setzte Verlandung ein.

2.1.7 Rottumerplaat

Das Wattenmeer zwischen Schiermonnikoog und Borkum ist ein Bereich starker morphologischer Veränderungen. Rottumerplaat ist eine junge Sandinsel, auf der erstmalig 1872 Dünenbildung festgestellt wurde. Ab 1951 wurde auf der Insel ein „Stuifdijk“ angelegt. Dieser ist heute 3 km lang und erreicht im Schnitt eine Höhe von 6–7 m über NAP. Im Schutz dieser künstlichen Düne hat sich etwa eine 70 ha große Salzmarschfläche gebildet, die jedoch wegen der Annäherung des Seegats Lauwers seitlich stark erodiert wird (frdl. Mitteilung REENDERS).

2.1.8 Rottumeroog

Rottumerplaat verdankt seine Entstehung in starkem Maße der wachsenden Zerstörung der östlichen Nachbarinsel Rottumeroog. Der Uferabbruch im Westen lag von 1770–1865 bei 25 m/Jahr und stieg danach auf 30 m/Jahr an. Gleichzeitig begann seeseitiger Abbruch von etwa 1 m/Jahr. Die Verlandung im Lee des Dünenkerns kam völlig zum Stillstand (ISBARY, 1936; TOXOPEUS, 1981). Da die Größe des Seegats Schild zwischen Rottumerplaat und

Rottumeroog in den letzten Jahren deutlich abgenommen hat, besteht die Aussicht, daß sich beide Inseln möglicherweise zu einer größeren Insel vereinigen werden (frdl. Mitteilung REENDERS).

2.2 Ostfriesische Inseln

2.2.1 Borkum

Die westlichste der Ostfriesischen Inseln, Borkum, scheint auf Grund ihrer hufeisenförmigen Gestalt hervorragende Voraussetzungen für Sedimentablagerungen auf der geschützten Ostseite zu bieten. Durch die Anlage des heute sturmflutfrei ausgebauten Reededammes ist der Schutz dieses Teils der Insel noch verstärkt worden. Landgewinnungsmaßnahmen, die vor dem Zweiten Weltkrieg eingeleitet wurden, haben zur Ausbildung eines mehrere hundert Meter breiten Vorlandes geführt.

Ein Vergleich der Luftaufnahmen von 1944 mit Bildern von 1983 zeigt, daß die Grodenflächen auf der Ostseite des Reededammes sich in den letzten vierzig Jahren nicht wesentlich ausgedehnt haben (Abb. 5). Während die Verlandung in Richtung Anleger fortgeschritten ist, hat gleichzeitig auf der Außenseite Erosion eingesetzt. Der Uferrückgang betrug hier etwa 30 m, d. h. rund 75 cm/Jahr.

Im inneren Teil des Hufeisens überwiegt die Verlandung. Der nach der Abdämmung des Tüskendörs um 1860 zunächst sehr starke Landgewinn hat sich jedoch seither erheblich abgeschwächt. Am Ostende des Polders überwiegt im Außengrodenbereich die Abtragung

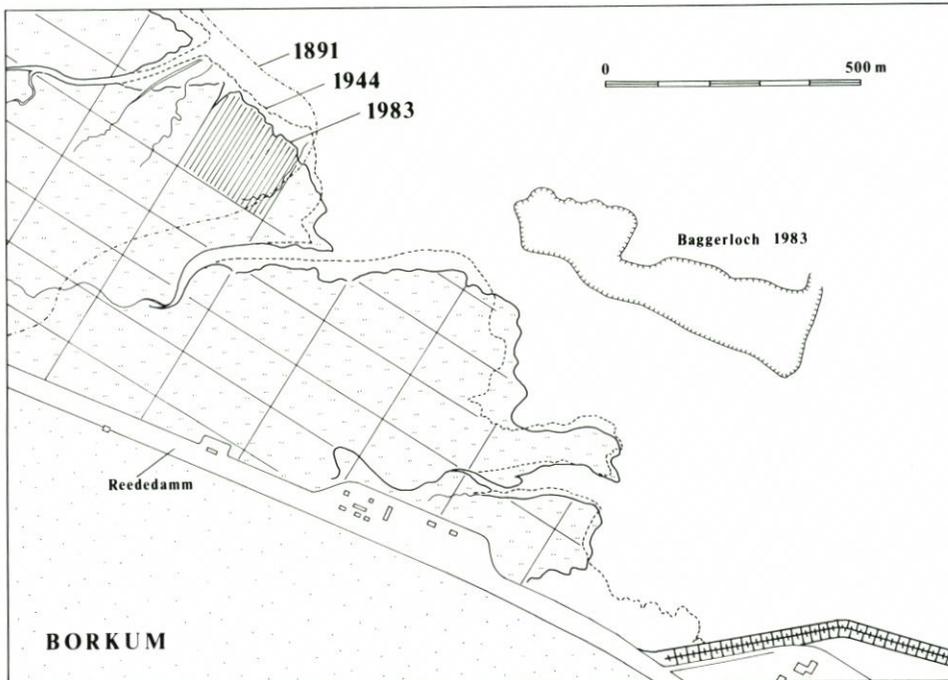


Abb. 5: Uferabbruch und Verlandung auf Borkum, Entwicklung im Westteil der Insel, nördlich des Reededammes

(Abb. 6). Hier zeigt der Luftbildvergleich einen Uferrückgang um 15 m (rund 40 cm/Jahr). Diese Entwicklung ist erst relativ jung: Von der Erstaufnahme des Meßtischblatts „Insel Borkum“ (1891) bis zur Befliegung 1944 hatte hier noch Verlandung vorgeherrscht.

Lediglich im äußersten Osten, im Bereich der jüngsten Dünen, die sich zum Teil erst nach 1944 gebildet haben, ist eine Ausweitung der Grodenflächen zu erkennen.

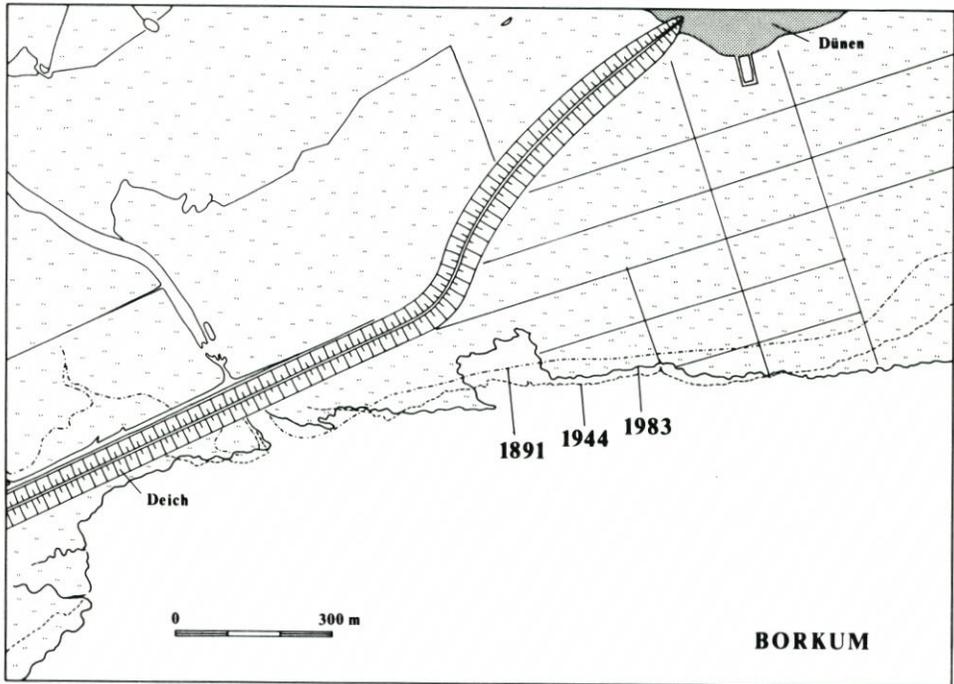


Abb. 6: Uferabbruch und Verlandung auf Borkum, Entwicklung im Ostteil der Insel, am Ostende des Inselgrodens

2.2.2 Juist

Die Insel Juist war während dieses Jahrhunderts auf der Seeseite überwiegend durch eine positive Strandentwicklung charakterisiert. Buhnen und eine Ufermauer, die 1913 vor dem Kurhaus gebaut wurden, sind innerhalb kürzester Frist unter frisch aufgewehten Dünen verschwunden (BACKHAUS, 1943). Lediglich innerhalb der letzten 20 Jahre hat sich die Situation verschlechtert (LUCK u. STEPHAN, 1983).

Auf der Wattseite war die Bilanz dagegen schon seit längerem negativ. Im Westteil der Insel, im Übergangsbereich des alten Dünenkerns der Bill zum erst 1866–1877 abgedämmten „Washover“-Gebiet des Hammers, ist die allmähliche Entwicklung der Salzmarsch im Schutz der jungen Dünenwälle im Luftbild noch gut auszumachen. Die Verlandung der ersten Jahrzehnte nach der Abdämmung hat jedoch längst der Abtragung weichen müssen (Abb. 7). Im Schnitt betrug der Uferrückgang von 1944 bis 1977 etwa 0,5 m/Jahr. Ein Vergleich mit Luftbildern von 1983 zeigt, daß sich die Abtragung bis heute fortsetzt. Sie scheint sich jedoch nicht verstärkt zu haben.

Im Ostteil der Insel bietet sich dasselbe Bild (Abb. 8). Während hier auf der Seeseite neue

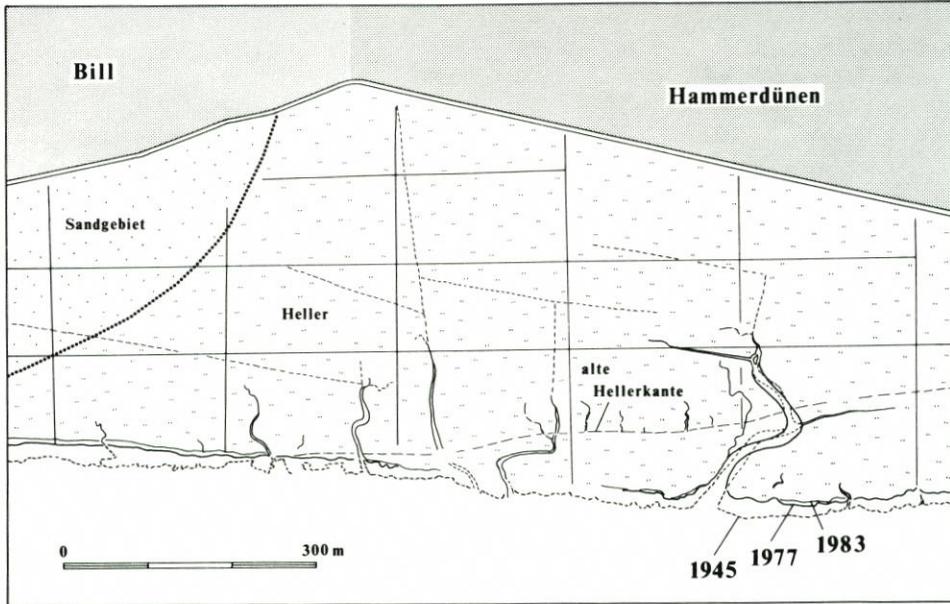


Abb. 7: Uferabbruch auf Juist, Entwicklung im Westteil der Insel im Bereich zwischen Bill und Hammer See

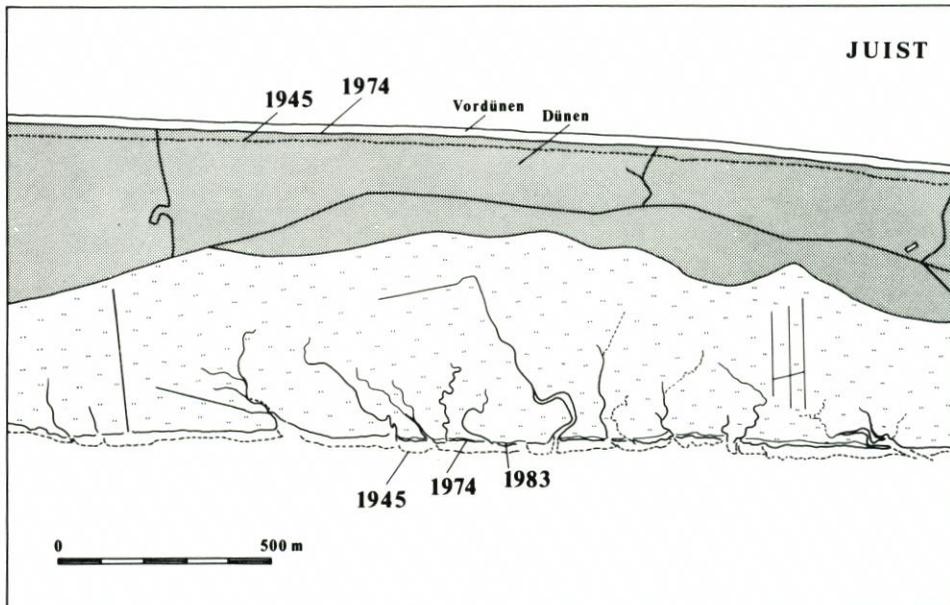


Abb. 8: Uferabbruch auf Juist, Entwicklung im Ostteil der Insel zwischen dem Ort Juist und dem Flugplatz

Dünenzüge gebildet wurden, gingen auf der Wattseite von 1944 bis 1974 im Schnitt etwa 20 m verloren (0,5 m pro Jahr). Auch hier hat sich die Abtragung in annähernd gleicher Größenordnung bis heute fortgesetzt.

Abweichungen von dieser Tendenz finden sich lediglich dort, wo durch künstliche Eingriffe geschützte Buchten entstanden sind. So konnte sich zum Beispiel im Lee des alten Eisenbahndammes ein mehrere hundert Meter breiter Anwachsstreifen bilden, während westlich des Dammes die Abtragung überwog.

2.2.3 Norderney

Die Wattseite der Insel Norderney ist zum Teil durch menschliche Eingriffe stark verändert worden. Der Südstrandpolder unmittelbar östlich des Ortes wurde während des Krieges aufgespült, mit dem Ziel, hier einen Flugplatz einzurichten. Dieses Vorhaben wurde jedoch aufgegeben. Der Polder wurde schließlich 1962 zum Naturschutzgebiet erklärt.

Der Grohde-Polder in der Mitte der Insel wurde 1922–1926 eingedeicht. Auf der Wattseite wurde versucht, durch Lahnungsbau und Begrüppen weitere Verlandung zu fördern. Die Ergebnisse waren relativ gering. Die Landgewinnungsmaßnahmen wurden inzwischen eingestellt. Gegenwärtig sind weder eindeutige Anzeichen für Erosion noch für weitere Verlandung festzustellen.

Die Ostplate von Norderney war bis etwa Mitte des 19. Jahrhunderts noch eine kahle Sandplate. Die seither eingesetzte Dünenbildung hat zur Entstehung ausgedehnter Salzmarsch auf der Wattseite geführt. Da in die Dünenbildung nicht künstlich eingegriffen wurde, existiert bis heute eine Reihe von Durchlässen („Washover Channels“), durch die bei Sturmfluten Sand ins Inselinnere transportiert werden kann (Abb. 9). Derartige Durchlässe spielen eine wichtige Rolle für den wattwärts gerichteten Sandtransport (LEATHERMAN, 1982).

NORDERNEY

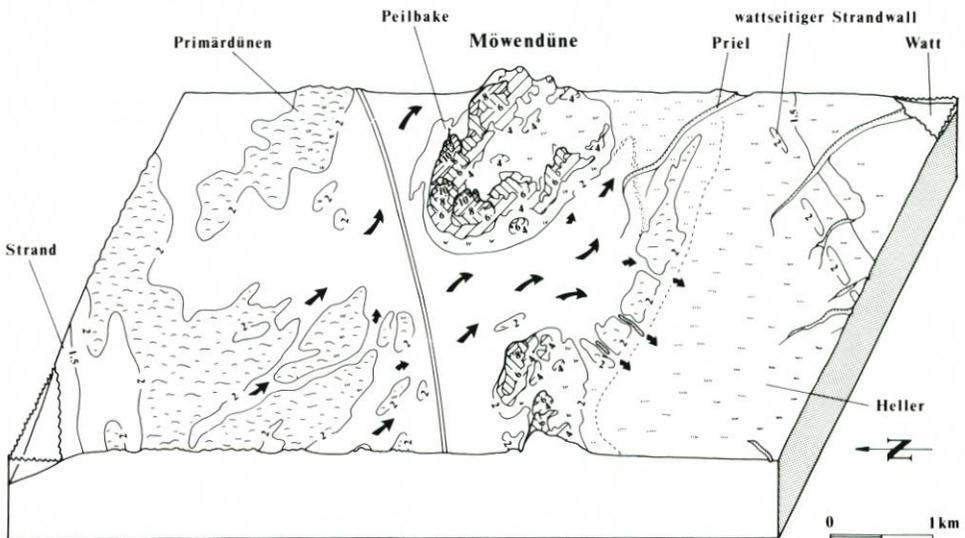


Abb. 9: Washover area auf Norderney (aus EHLERS, 1988)

2.2.4 Baltrum

Baltrum ist die einzige Barriere-Insel des Wattenmeeres, auf der die Verlandung eindeutig überwiegt. Im Westteil der Insel hat sich vor dem wattseitigen Strandwall von 1944 ein etwa 170 Meter breiter Vorlandstreifen gebildet, und die seinerzeit zur Förderung der Verlandung angelegten Buschlahnungen sind längst vom Wachstum des Grodens überholt worden (Abb. 10).

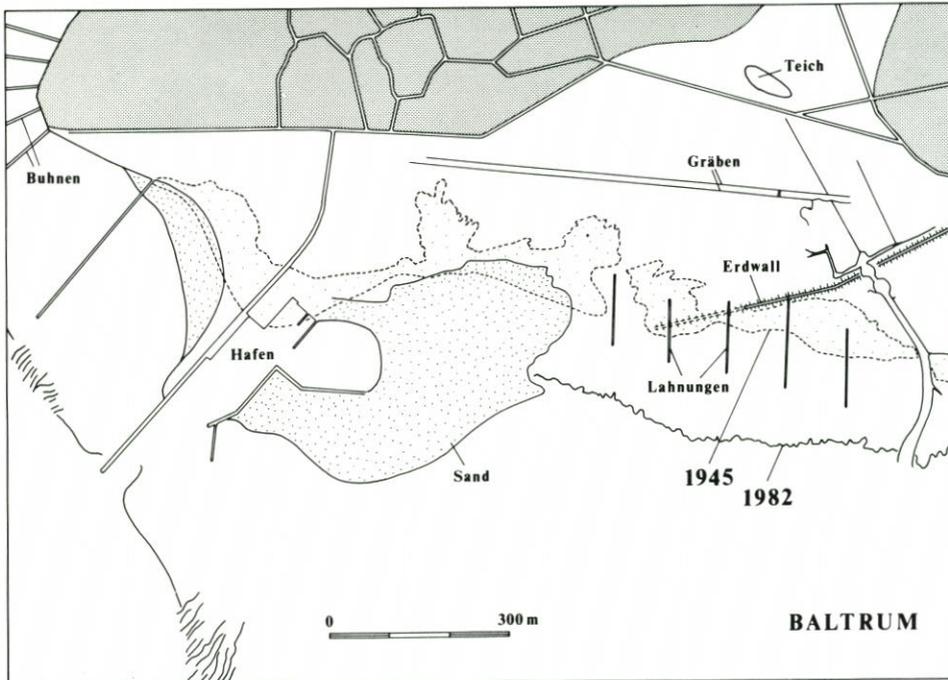


Abb. 10: Verlandung auf Baltrum; Entwicklung im Westteil der Insel

Auch im Ostteil der Insel, wo sich die Dünen weiter ausgedehnt haben, hat sich der Außengroden um 50 m verbreitert (Abb. 11). Die Salzmarsch reicht dort heute über 200 m weiter nach Osten als im Jahre 1945.

Die Ursache für die positive Entwicklung auf Baltrum liegt zum einen darin, daß durch die Anlage eines neuen Hafens der Schutz auf der Westseite verstärkt wurde, zum anderen aber auch darin, daß das Einzugsgebiet der Wichter Ee im Laufe der letzten zweihundert Jahre erheblich kleiner geworden ist (LUCK, 1975), wodurch auch Ausdehnung und Einfluß der zugehörigen Prielsysteme zurückgegangen sind.

2.2.5 Langeoog

Auf Langeoog ist die Sedimentbilanz auf der Wattseite annähernd ausgeglichen. Dazu mag beigetragen haben, daß sich im Laufe der letzten hundert Jahre auf der Flinthörn-Halbinsel Dünen gebildet haben und sich die Halbinsel weiter nach Süden verlängert hat,

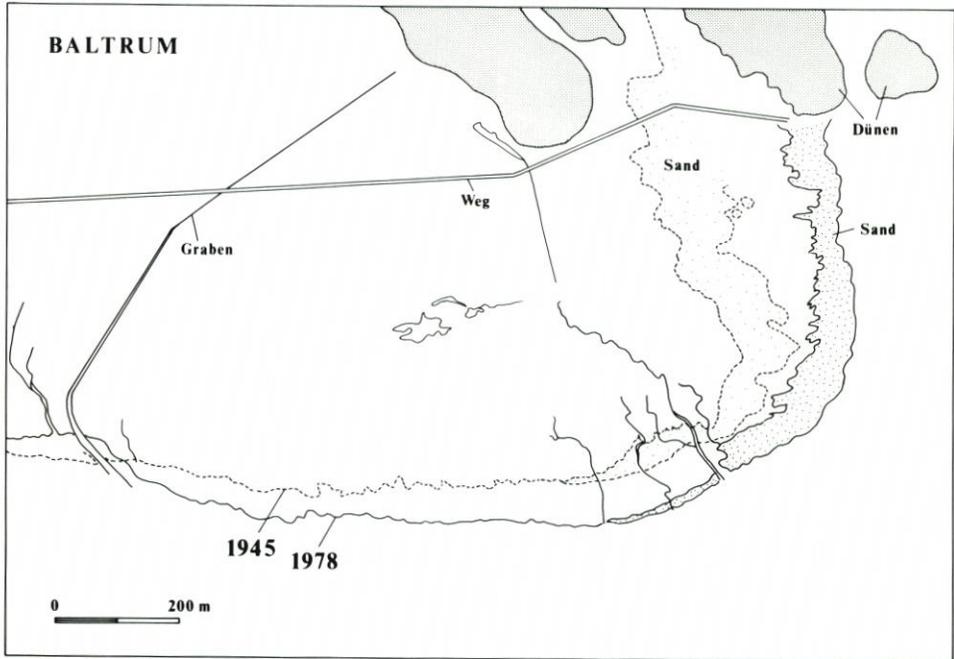


Abb. 11: Verlandung auf Baltrum; Entwicklung im Ostteil der Insel

wodurch sich der Schutz für das Inselwatt verstärkte. Die ursprünglichen Lücken im Dünengürtel der Insel sind heute geschlossen (Kleine Schlopp: 1890 durch natürliche Dünenbildung; Große Schlopp: 1906 durch Sanddeich; BACKHAUS, 1943).

2.2.6 Spiekeroog

Auf Spiekeroog hat vor allem die um 1950 einsetzende Dünenbildung auf der Ostplate zu starker Verlandung auf der Wattseite geführt. Im westlichen Teil des Außengrodens zwischen dem Alten Anleger und dem neuen Inselhafen gibt es leichte Abtragung der Grodenkante. Weiter östlich überwiegt zwar auf weiten Strecken der Anwachs, in Teilgebieten der neuen Außengroden östlich der Hermann-Lietz-Schule hat jedoch bereits wieder der Uferabbruch eingesetzt (frdl. Mitteilung HOLZFÖRSTER).

2.2.7 Wangerooge

Bereits bei der geomorphologischen Kartierung Wangerooges war aufgefallen, daß auf der Wattseite der Insel in weiten Bereichen die Abtragung überwiegt. Dementsprechend war der Rand des Außengroden in der Karte überwiegend als Kliffkante dargestellt worden (EHLERS u. MENSCHING, 1982). HUCKEMANN (1985) weist darauf hin, daß auch der Südrand der Ostplate ein Abtragungsgebiet darstellt. Entlang der Trasse der ehemaligen Inselbahn zum Ostanleger sind zwischen dem Ostaußengroden und der Ostbake überall kleine Erosionskanten sichtbar, wie sie für die Abtragung von Groden-schichten typisch sind.

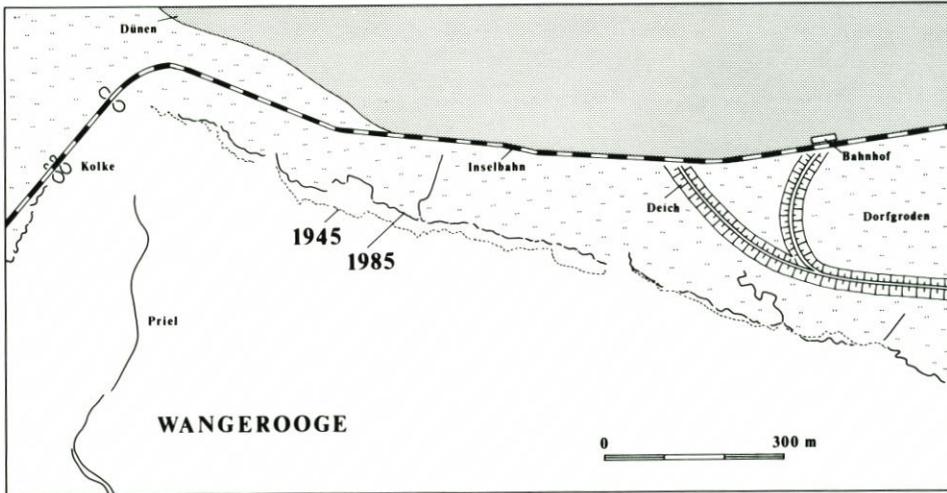


Abb. 12: Uferabbruch auf Wangerooge; Entwicklung im Westaußengroden zwischen dem Harlehörn und dem Dorfgröden (aus EHLERS u. MENSCHING, im Druck)

Der Vergleich von Luftbildern der Air Photo Library (Aufnahmedatum: 16. 4. 1945) mit der heutigen Situation zeigt, daß der Bereich des Westaußengroden auf ganzer Länge der Abtragung unterlegen hat. Im Schnitt ist die Grodenkante um etwa 20 cm pro Jahr zurückverlegt worden; maximale Werte liegen bei etwa 50 cm/Jahr (Abb. 12).

Auch im Ostaußengroden ist die Bilanz überwiegend negativ. Der Luftbildvergleich zeigt, daß der rezente Verlandungsbereich im Winkel zwischen dem Dünengürtel des Ostsporns und dem Deich des Oststinnengroden auf einen Bereich von etwa 500 m Breite beschränkt ist (Abb. 13).

2.3 Die offenen Watten zwischen Jade und Eider

Zwischen Wangerooge und der Halbinsel Eiderstedt gibt es keine größeren Inseln, an denen sich die Veränderungen wattseitiger Ufer sinnvoll untersuchen ließen. Die in hohem Maß mobilen Sandinseln Mellum, Scharhörn und Trischen sowie die Sandbänke Großer Knechtsand und Blauort kommen für derartige Untersuchungen nicht in Frage, da sie als ganze Inseln umgelagert werden. Dem starken Uferabbruch auf der Seeseite steht jeweils die Aufhöhung auf der Landseite gegenüber, teils in Form direkter Überspülung, teils durch Verlandung.

2.4 Nordfriesische Inseln

2.4.1 Pellworm

Im Gegensatz zu den Barriere-Inseln sind die Marschinseln und Halligen des Nordfriesischen Wattenmeeres aus der Zerstörung ehemals großer, zum Teil zusammenhängender Marschgebiete hervorgegangen (BANTELMANN, 1966). Auf der Marschinsel Pellworm bildet der Seedeich überall die Grenze gegen das Wattenmeer. Der letzte Außengroden (Buphever-

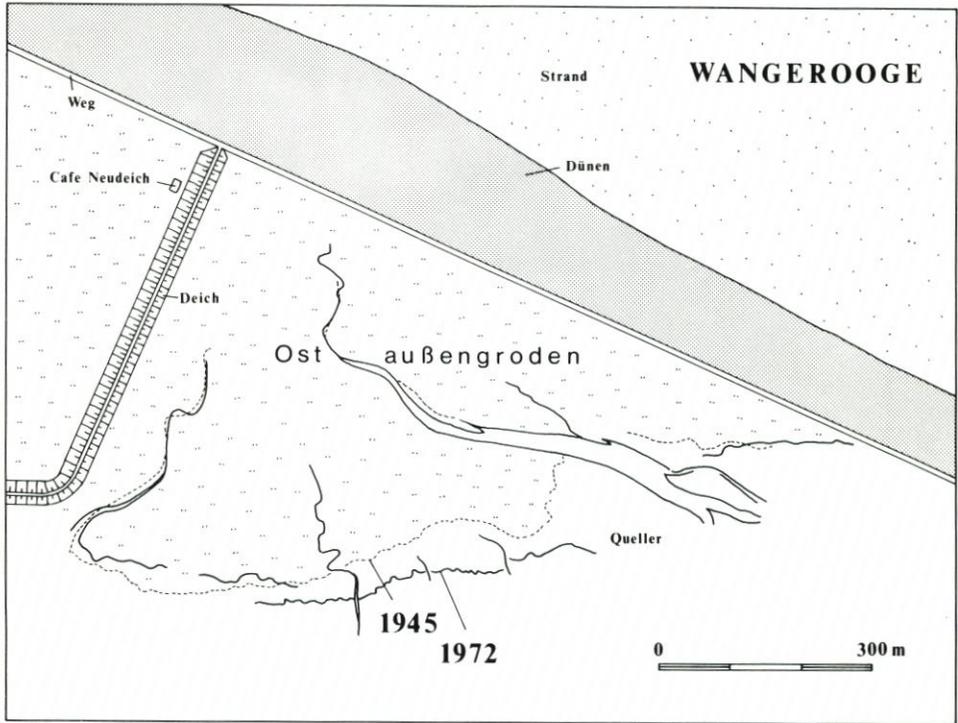


Abb. 13: Verlandung und Uferabbruch auf Wangerooge; Entwicklung im Ostaußengroden (aus EHLERS u. MENSCHING, im Druck)

Koog) ist 1938 eingedeicht worden. Verlandung ist nirgendwo zu beobachten. Hinweise auf fortschreitende Erosion ergeben sich nur aus dem Tieferlegen der Wattflächen und aus der Vertiefung der großen Prielsysteme.

2.4.2 Nordstrand

Die Insel Nordstrand ist seit 1935 durch einen Straßendamm mit dem Festland verbunden. Seit jener Zeit hat auf beiden Seiten des Damms starke Verlandung eingesetzt. Der Nordteil des Neulands wird gegenwärtig im Zuge der Vordeichung Nordstrander Bucht an das Festland angegliedert.

2.4.3 Halligen

Die Oberfläche der Halligen wirkt auf den Betrachter zunächst wie eine völlig ebene Fläche, die lediglich durch einzelne Priele und die Wohnhügel der Warften unterbrochen wird. Dieser Eindruck trägt. Präzisionsvermessungen im Rahmen der Aufnahme der Deutschen Grundkarte 1:5000, bei denen auf einigen Halligen (Langeneß, Oland, Gröde, Nordstrandischmoor, Süderoog und Südfall) Höhenlinien im Dezimeterabstand konstruiert worden sind, zeigen ein ausgeprägtes Mikrorelief.

Am Beispiel Südfalls soll das Grundprinzip der Halligmorphodynamik erläutert werden (Abb. 14). Die Marschfläche der Hallig wird auf der Seeseite durch einen über 2 m hohen Strandwall begrenzt. Dieser verlagert sich in gleicher Geschwindigkeit ostwärts, wie das westliche Ufer der Hallig abgetragen wird. Der Strandwall setzt sich am nördlichen und südlichen Ufer der Hallig in zwei langgestreckten niedrigeren Armen fort.

Wie bereits ORDEMANN (1912) feststellte, sind die heutigen Halligen keine Reste der mittelalterlichen Marschoberfläche, sondern liegen auf Grund nachträglicher Akkumulation wesentlich höher. Die Aufschlickung der Halligmarsch erfolgt jeweils während der Überflutung. Die Sedimentation ist naturgemäß am stärksten in der Nähe der Priele, entlang deren Verlauf sich wenige Dezimeter hohe Uferwälle (Levéés) ausbilden. Die zwischen diesen Uferwällen liegenden Salzwiesen bilden somit flache Senken (Abb. 14).

Das Gebiet der Halligen ist ein Bereich stark überwiegender Abtragung. Abb. 15 zeigt die starken Landverluste auf Südfall seit der Erstaufnahme des Meßtischblattes 1878. Der nach 1925 verringerte Abtrag auf der Westseite ist eine Folge der Ufersicherung. Auf der relativ ungeschützten Südostseite (Wattseite) betrug der Rückgang etwa 1,5 m/Jahr.

Während noch zu Beginn dieses Jahrhunderts auf der landwärtigen Seite der meisten Halligen Anwachs zu verzeichnen war, ist dies heute nur noch dort der Fall, wo Halligen durch Dämme mit dem Festland verbunden worden sind (Langeneß, Oland, Nordstrandischmoor). Norderoog, Süderoog, Hooge, Südfall, Gröde und Habel werden wie Jordsand (zwischen Sylt und dem dänischen Festland) von allen Seiten vom Meer angegriffen. Fast alle Uferlinien sind heute künstlich befestigt und werden daher nicht mehr sichtbar zurückverlegt; die Erosion hat sich in den Bereich der vorgelagerten Wattflächen verlagert.

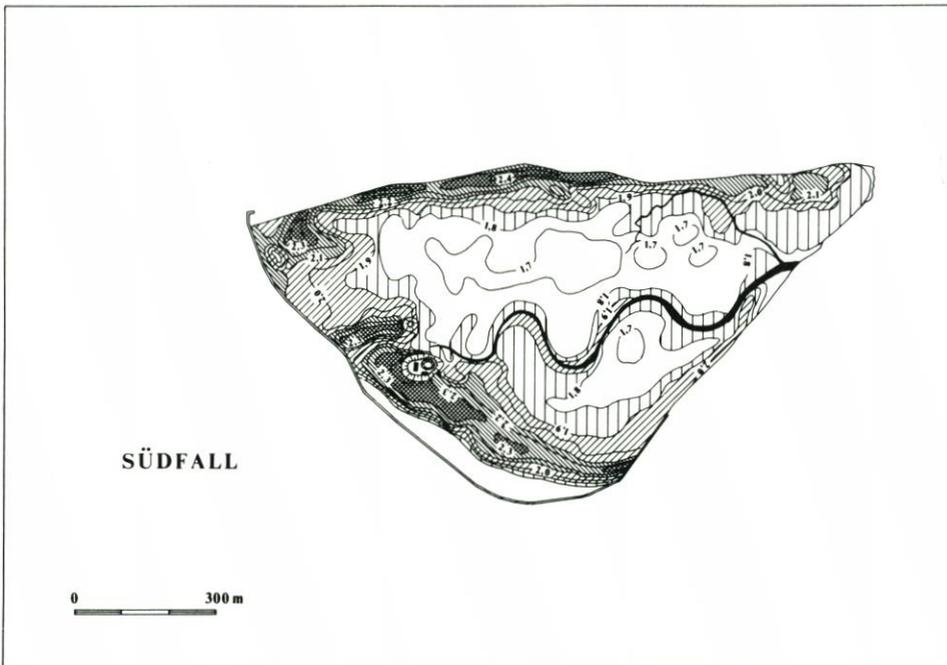


Abb. 14: Oberflächenformen einer Hallig (Südfall); Quelle: Deutsche Grundkarte 1:5000; Ausgabe 1950; Zustand: etwa 1927

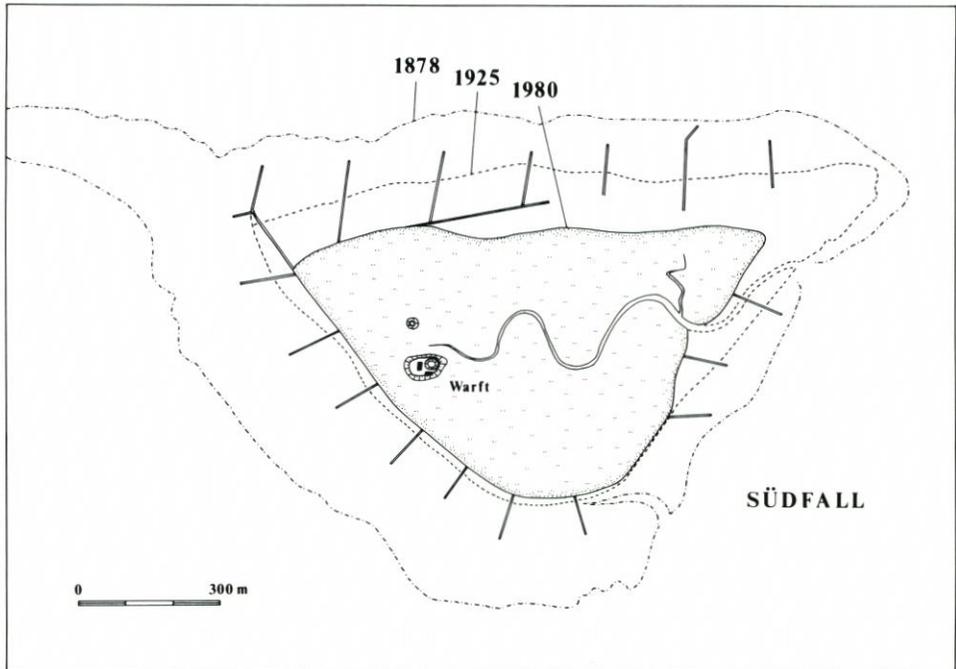


Abb. 15: Landverluste auf Südfall im Laufe der letzten 100 Jahre

2.4.4 Amrum

Mit seinem breiten Strand des Kniepsandes erweckt Amrum beim Betrachter den Eindruck einer Insel mit positiver Sedimentbilanz. Die Wattseite der Insel liegt jedoch auf ganzer Länge, wenn auch in unterschiedlichem Ausmaß, im Abbruch. Zwischen Steenodde und Nebel liegt das Kliff Ual anj, in dem der pleistozäne Geestkern der Insel angegriffen wird. Nördlich schließt sich die Marschküste an. Der seeseitige Rand des Außengrodens besteht aus einem fast 1 m hohen Kliff. Im Zuge der Rückverlegung der Uferlinie wird auf der Marsch ein niedriger Strandwall aufgeschüttet, der mit Rückweichen der Uferlinie landeinwärts wandert. Die Marsch nördlich von Norddorf ist an der Wattkante durch einen Deich gesichert, und die Dünenhalbinsel Amrum-Odde liegt auf der Seeseite wie auf der Wattseite im Abbruch.

Ein Vergleich von Luftbildern aus dem Jahre 1944 mit Aufnahmen von 1979 macht deutlich, daß der Uferabbruch in dem Gebiet südlich des Borrageh (zwischen Norddorf und Nebel) maximal bei 60 cm/Jahr gelegen hat, im Schnitt etwa bei 30 cm/Jahr (Abb. 16).

2.4.5 Föhr

Im Gegensatz zu Amrum liegt Föhr in geschützter Position hinter der seewärtigen Barriere. Dennoch unterliegen die ungeschützten Teile der Südküste starkem Abbruch. Durch den breiten Gezeitenstrom der Norderaue können bei südwestlichen Winden hohe Wellen bis an die Küste heranreichen. Während das Kliff bei Utersum zum Schutz des Nordsee-Kurheims 1937 mit einem Deckwerk versehen wurde (MÜLLER u. FISCHER, 1937) und sich die

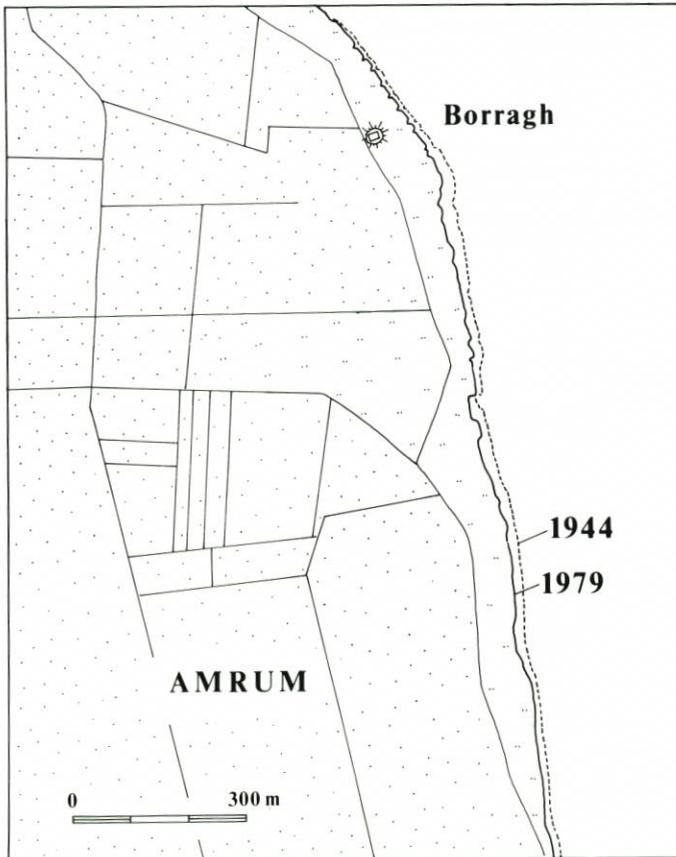


Abb. 16: Uferabbruch auf Amrum; Entwicklung im Nordteil der Insel, südöstlich von Norddorf

Deckwerke von Wyk aus immer weiter nach Westen ausdehnten, setzte sich die Abtragung des Goting-Kliffs weiter fort. Der Kartenvergleich zeigt, daß innerhalb der letzten 100 Jahre im Schnitt etwa 1 m pro Jahr verlorengegangen (Abb. 17).

Im Jahre 1975 wurde zum Schutz der vom Uferabbruch bedrohten Ferienhäuser in Goting auf dem sandigen Watt vor dem Kliff ein Sanddamm bis zu einer Höhe von NN +2,5 m aufgespült. Trotz dieses Schutzes wich die Kliffkante während der Sturmfluten vom 3./4. und 20./21. 1. 1976 im Schnitt um etwa 4 m zurück (ZITSCHER, SCHERENBERG u. CAROW, 1979). Die Abtragung hat sich weiter fortgesetzt (Abb. 18). Die Aufnahmen von 1981 und 1987 zeigen, daß der Abbruch in dieser Zeit etwa 8 m betrug (ca. 1,3 m/Jahr). Von dem Sandwall vor dem Goting-Kliff sind heute keine Spuren mehr zu entdecken; er ist völlig aufgearbeitet worden.

Die unbedeckten Vorländer im Norden der Insel Föhr vermitteln den Eindruck eines Verlandungsgebietes (vgl. JESSEN, 1914). Der Kartenvergleich zeigt jedoch, daß die Sedimentbilanz allenfalls ausgeglichen ist.

Die heutigen Salzwiesen werden auf der Nordwestseite durch sichelförmige Sand- und Kieshaken begrenzt (Abb. 19). Diese werden auf der Westseite abgetragen und wandern über das langsam nach Osten zurückweichende Marschland hinweg. Im Schutz der Haken bilden

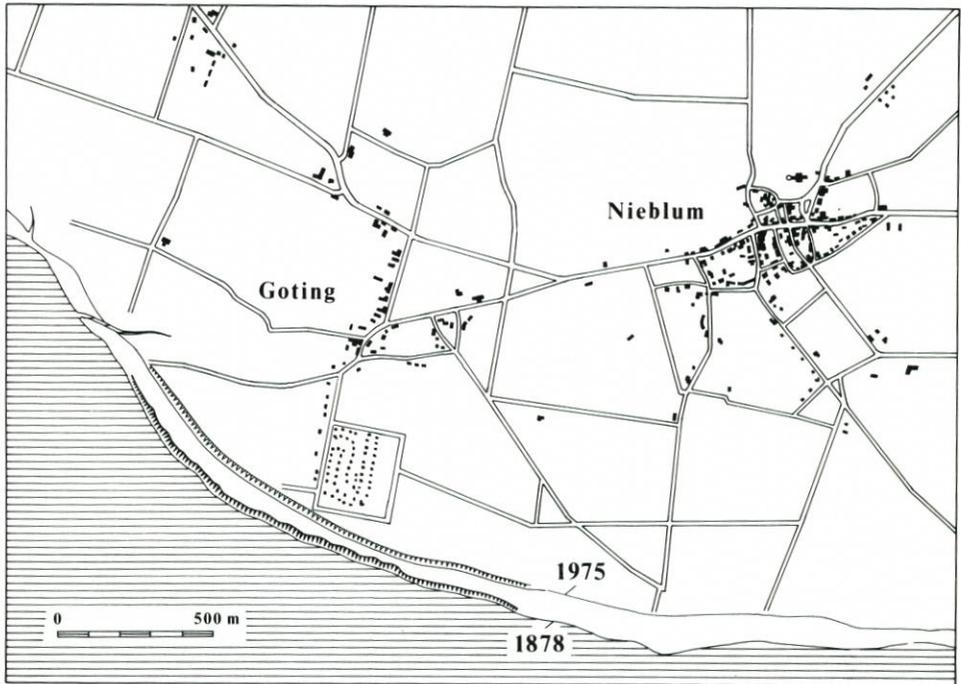


Abb. 17: Uferabbruch am Goting-Kliff, Föhr (aus EHLERS, 1988)

sich gleichzeitig am Ostende der Salzmarsh Verlandungszonen aus. Die Verlagerung der Haken und der zugehörigen Salzmarshgebiete ist nicht nur als Reaktion auf den steigenden Meeresspiegel zu sehen, sondern auch eine Folge des im Wattenmeer überwiegenden landwärts gerichteten Sandtransportes. Ähnliche Erscheinungen finden sich an der Nordküste von Texel sowie an der Südküste der Nösse-Halbinsel auf Sylt (Morsum-Odde). Die beiden Haken nördlich von Oldsum sind in der Zeit von 1878 bis 1963 um etwa 200–250 m ostwärts gewandert, d. h. um etwa 2,5 m/Jahr.

2.4.6 Sylt

Die Insel Sylt liegt auf der Wattseite fast durchgehend im Abbruch. Am deutlichsten sichtbar ist dies im Bereich des Morsum-Kliffs; gravierender ist der Landverlust jedoch entlang der Marschküsten zwischen Morsum und List.

So liegen die Marschflächen am Fuß des fossilen Kliffs zwischen Braderup und Kampen im Abbruch (Abb. 20); auch die übrigen Marschgebiete mit Ausnahme der durch Deiche oder Deckwerke geschützten Flächen zeigen Abbruchserscheinungen, und selbst in der geschützten Bucht des Königshafens überwiegt die Abtragung. Vergleich von Luftbildern sowie Messungen im Gelände (Abb. 21) haben gezeigt, daß die Grodenkante hier im Schnitt um etwa 10 cm/Jahr zurückweicht.

Die Abtragung der Marschgebiete auf Sylt ist – wie auf den anderen Inseln – eine junge Entwicklung. Während der Uferabbruch im Bereich zwischen der Nösse-Halbinsel und Hörnum schon in Quellen aus dem 18. Jahrhundert genannt wird, berichten MÜLLER u.



Abb. 18: Uferabbruch am Goting-Kliff, Föhr. Oben: 1982; unten: 1987. Der Zaun des Parkplatzes (Pfeil) zeigt das Ausmaß der Abtragung

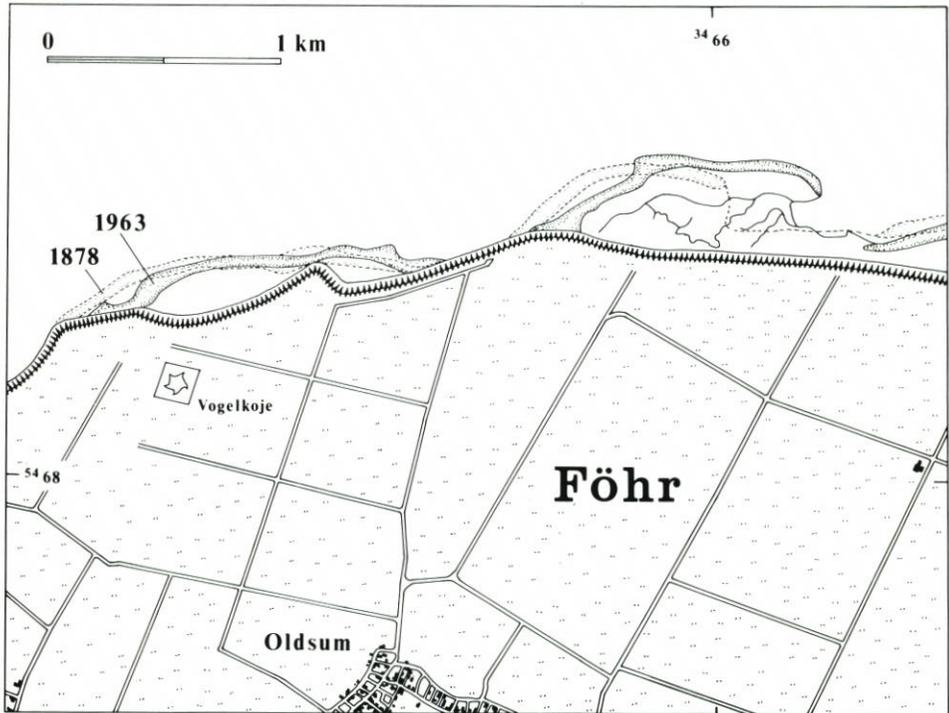


Abb. 19: Küstenentwicklung in Föhr-Nord, nördlich von Oldsum (aus EHLERS, 1988)



Abb. 20: Uferabbruch bei Kampen (Sylt); im Hintergrund das „fossile“ Kliff der Sylter Geest (Aufnahme: 1984)



Abb. 21: Uferabbruch am südlichen Ufer des Königshafens (Sylt); links: 1982; rechts: 1987

FISCHER (1938: 266 f.) von bedeutendem Anwachs im Bereich des Vorlandes zwischen Morsum und Keitum im 18. Jahrhundert. Ja, der gesamte wattseitige Uferbereich nördlich der Nösse-Halbinsel zeigte im 19. Jahrhundert noch günstige Vorlandsverhältnisse, und der Deichinspektor Krebs schrieb 1821: „Die kleinen Marschstrecken in der östlichen Bucht zwischen List und Morsum sind mehrenteils alle im Anwachs . . .“

Heute wird versucht, der negativen Entwicklung durch ausgedehnten Lahnungsbau entgegenzuwirken. Es bleibt abzuwarten, ob eine derartige Maßnahme in einem Bereich mit deutlich negativer Sedimentbilanz Erfolg haben wird. Im Augenblick liegt das Ufer noch weiter im Abbruch, und die Lahnungen sind zum Teil deutlich entwurzelt.

Ähnlich wie auf der Seeseite ist auch auf der Wattseite bis heute immer wieder zu dicht an die Uferlinie herangebaut worden (Abb. 22). Um dem fortschreitenden allmählichen Uferabbruch zu begegnen, mußte von List aus ein Deckwerk in südliche Richtung gebaut werden. Das Ufer vor Keitum wurde 1969 befestigt, und später wurde vor den nach dem Zweiten Weltkrieg gebauten Häusern in Blidsl ein Deckwerk gebaut. Die inzwischen eingesetzte Leeseiten-Erosion wird vermutlich die Errichtung weiterer Folgebauwerke erzwingen.

2.4.7 R ö m ö

Auf Römö überwiegt auf der Wattseite eindeutig der Uferabbruch. Auch der Bau des Römö-Dammes (1939–48) brachte keine Wende – im Gegenteil: Durch den Bau des Damms wurde des Einzugsgebiet des Juvre-Priels im Norden so stark vergrößert, daß sich der Priel stärker Eintiefte und den 1928 eingedeichten Juvre-Koog bedrohte. Eine Reihe von Abwehrmaßnahmen blieb ohne Erfolg, so daß im Jahre 1965 eine zweite Deichlinie gebaut werden mußte, etwa 200 m weiter inseleinwärts. Am 24. 11. 1981 brach schließlich der alte Deich, und



Abb. 22: Uferabbruch auf Sylt (Rantum); im Vordergrund Erosionskanten (Aufnahme: 1984)

das ausgedeichte Stück des Juvre-Koogs wurde wieder zur Salzmarsch (JESPersen u. RASMUSSEN, 1984).

Auch südlich des Römö-Dammes sind an der Grodenkante deutliche Spuren des Uferabbruchs erkennbar (Abb. 23). Der Vergleich von Luftbildern hat gezeigt, daß die Küstenlinie hier um etwa 0,5 m pro Jahr zurückverlegt wird.

2.4.8 Mandö

Obwohl die kleine Marschinsel Mandö nicht Teil der Inselbarriere ist, sondern relativ geschützt auf dem hohen Watt auf halbem Wege zwischen dem Koresand und dem Festland liegt, hat sich auf der Seeseite der Doppelinsel ein niedriger Dünenwall ausgebildet. Seit 1938 hat auf der Wattseite deutliche Verlandung eingesetzt – möglicherweise eine Folge der Verringerung der Einzugsgebiete von Juvredyb und Knudedyb durch die Eindeichung der festländischen Marschen bei Ribe (1914). Die Vorgänge sind durch umstrittene Landgewinnungsmaßnahmen (seit 1962) und den Bau eines 70 cm hohen Verbindungsdammes zum Festland verstärkt worden (ZENIUS, 1983; JACOBSEN, 1978).

2.4.9 Fanö

Auf Fanö sind keine deutlichen Verlandungserscheinungen festzustellen. An der Nordspitze weist Abbruch an der Kante der im Schutz sandiger Fluthaken gebildeten Salzmarsch



Abb. 23: Uferabbruch auf Römö, nordöstlich von Österby (Aufnahme: 1982)

auf die Abtragung hin. Das Ausmaß dieser Vorgänge kann zur Zeit auf Grund mangelnder Unterlagen nicht genauer bestimmt werden, da die entsprechenden Luftbilder vom dänischen Verteidigungsministerium nicht freigegeben worden sind.

3. Schlußfolgerungen

Die zum Teil ausgedehnten Marschflächen auf den Inseln des Wattenmeeres sind das Ergebnis ehemals umfangreicher Verlandung. Ein Vergleich von Karten und Luftbildern aus den letzten Jahrzehnten sowie Geländeuntersuchungen haben gezeigt, daß heute auf den meisten Inseln des Wattenmeeres auf der Wattseite deutliche Erosionserscheinungen festzustellen sind. Die wenigen verfügbaren Daten lassen darauf schließen, daß die verstärkte Abtragung spätestens gegen Mitte des 19. Jahrhunderts einsetzte. Ein derartiger Wechsel zwischen Verlandung und Abtragung kann verschiedene Ursachen haben. LINKE (1981, 1982) und PRANGE (1986) haben auf die große Bedeutung von Perioden größerer Sturmfluthäufigkeit sowie auf den Einfluß lokaler Besonderheiten hingewiesen. Die vorliegenden Daten scheinen jedoch auf eine längerfristige und überregionale Entwicklung hinzuweisen.

Eine mögliche Interpretation ist, daß die Verlandungsphase mit einer Unterbrechung des

Meeresspiegelanstiegs während der „Little Ice Age“ (etwa 1350–1850; vgl. LAMB, 1982) zusammenhängt. Für diesen Zeitraum nehmen MENKE (1976) und ROHDE (1977) eine leichte Regression an. Diese Auffassung wird gestützt durch neue Untersuchungen von HANISCH (1980), PRANGE (1986) und STREIF (1987), die darauf hindeuten, daß der Meeresspiegel spätestens um 1300 etwa das heutige Niveau erreicht hatte. In der Mitte des 19. Jahrhunderts setzte offenbar erneuter Meeresspiegelanstieg ein; er dauert bis heute an (JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985).

Vom rezenten Uferabbruch sind in erster Linie die mittleren Teile der Inseln betroffen, während an den Inselenden jeweils Sand von See her um die Insel herumwandert (Abb. 24). Die Ausbildung der deutlichen Fluthaken auf Texel, Terschelling, Schiermonnikoog, Borkum, Norderney, Baltrum, Langeoog, Spiekeroog, Wangerooge, Römö und Fanö ist eine junge Erscheinung. Sie setzte Mitte des 19. Jahrhunderts ein und ist damit genau wie der wattseitige Grodenabbruch als eine Folge des rezenten Meeresspiegelanstiegs zu werten.

Während bei einem sinkenden Meeresspiegel im Schutz der Dünenzüge neue Salzmarsch gebildet wird, paßt sich die Insel-Barriere einem steigenden Meeresspiegel durch landwärtige Verlagerung an. Dies ist besonders deutlich im Fall der frei beweglichen Außensände, bei denen „Washover“-Prozesse ungehindert wirksam werden können. Nach Untersuchungen von TAUBERT (1982) und eigenen Kartenauswertungen liegt der seeseitige Abbruch der Außensände bei folgenden Werten:

Koresand (seewärts von Mandö):	20 m/Jahr
Japsand:	44 m/Jahr
Norderoogsand:	20 m/Jahr
Süderoogsand:	36 m/Jahr

Ähnlich rasch verlagern sich die Inseln und Sandbänke im Bereich der offenen Watten zwischen Jade und Eider sowie die Engelsmanplaat zwischen Schiermonnikoog und Ameland, doch wandern diese Gebilde auf das Watt hinauf (vgl. EHLERS, 1988):

Blauort:	35 m/Jahr
Trischen:	30 m/Jahr
Scharhörn:	33 m/Jahr
Knechtsand:	30 m/Jahr
Mellum:	16 m/Jahr
Engelsmanplaat:	27 m/Jahr

Die großen Inseln sind dagegen vergleichsweise lagestabil. Unter natürlichen Bedingungen würde bei Sturmfluten der Dünengürtel durchbrochen, und das aufgearbeitete Sediment in Sturmdeltas („Washover“) in Richtung Watt transportiert. Diese Vorgänge haben sich zwischen 900 und 1300 n. Chr. z. B. an der Küste Nordhollands abgespielt (WESTERHOFF u. BEETS, 1987). Sie werden heute im Wattenmeer durch Maßnahmen des Küstenschutzes unterbunden. Auf einer Reihe von Inseln (Texel, Terschelling, Ameland, Schiermonnikoog, Rottumerplaat, Borkum, Juist, Baltrum, Langeoog, Wangerooge und Mandö; vgl. EHLERS, 1988) sind erst durch menschliches Eingreifen künstlich durchgehende Dünenzüge geschaffen worden, deren Erhaltung einen Sedimenttransport quer über die Insel bei Sturmfluten verhindert.

Bei der natürlichen Verlagerung der Inseln hatte stets auch die äolische Sandumlagerung eine große Rolle gespielt. Bis gegen Ende des 19. Jahrhunderts stellten Flugsand und Wanderdünen ein erhebliches Problem für die menschlichen Siedlungen auf den Inseln dar. Noch 1809 mußten auf Schiermonnikoog sieben Häuser abgebrochen werden, die von einer

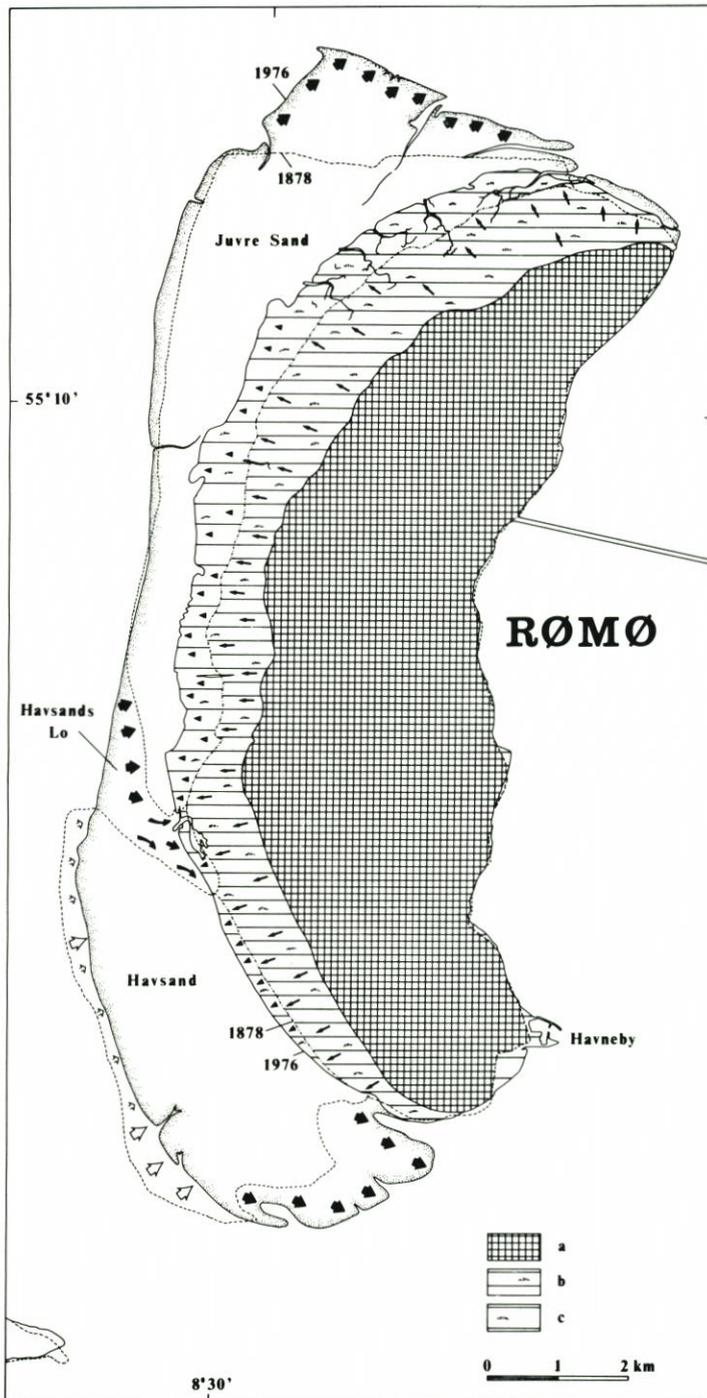


Abb. 24: Küstenveränderungen auf Rømø (aus EHLERS, 1988)

heranwandernden Düne bedroht waren (ISBARY, 1936). Wie die Luftbilder von 1944/45 zeigen, waren noch vor vierzig Jahren die meisten hohen Dünen auf den Barriere-Inseln vegetationsfrei; heute findet Ausblasung im Dünengebiet nur noch an wenigen Punkten statt. Reste von Wanderdünen gibt es nur noch im Listland auf Sylt. Die Festlegung der Dünen durch systematische Bepflanzung gewährleistet, daß heute der äolische Sedimenttransport außer am Strand und in den Randdünen keine Rolle mehr spielt.

Durch diese menschlichen Eingriffe wird die Anpassung der Insel-Barriere an den steigenden Meeresspiegel erschwert. VAN DIEREN (1934) wies bereits auf die Bedeutung der natürlichen „Verjüngungsvorgänge“ einer im Abbruch befindlichen Dünenküste hin. LEATHERMAN (1982) warnt, daß eine festgelegte Insel-Barriere, die sich nicht den natürlichen Gegebenheiten anpassen kann, bei steigendem Meeresspiegel zum Untergang verurteilt sei. Er bezieht sich dabei in erster Linie auf Untersuchungen an der amerikanischen Ostküste, wo – aufgrund tektonischer Senkung – die Rückverlegung der Insel-Barriere im Schnitt etwa 1 m/Jahr beträgt (LEATHERMAN et al., 1982).

Ein Ertrinken der Barriere mag im Einzelfall durch menschliche Eingriffe zu verhindern sein; wo immer möglich, sollte jedoch der natürlichen Anpassung der Inseln an den sich ändernden Meeresspiegel vor einer starren Verteidigung der Vorzug gegeben werden.

4. Dank

Anregungen zu dieser Arbeit verdanke ich Diskussionen mit J. Barckhausen und H. Streif (Hannover), M. Jespersen (Kopenhagen) G. Linke (Hamburg), B. Holzförster (Berlin) und R. Reenders (Delfzijl). Dank gebührt der Fototheek Topografische Dienst Emmen (Niederlande), dem Niedersächsischen Landesverwaltungsamt, Landesvermessung (Hannover), dem Landesvermessungsamt Schleswig-Holstein (Kiel), dem Geodaetisk Institut (Kopenhagen) sowie der Air Photo Library, Keele University (England) für die Hilfe bei der Beschaffung von Luftbildern.

5. Schriftenverzeichnis

- ABRAHAMSE, J. u. KONING, H.: Schiermonnikoog. Uitgeverij Fotoplus, Groningen, 1983.
 ABRAHAMSE, J. u. LUITWIELER, F.: Griend. Waddenbulletin 17 (2), 1982.
 BACKHAUS, H.: Die ostfriesischen Inseln und ihre Entwicklung. Ein Beitrag zu den Problemen der Küstenbildung im südlichen Nordseegebiet. Schriften der Wirtschaftswissenschaftlichen Gesellschaft zum Studium Niedersachsens e. V., N. F. 12, 1943.
 BAKKER, H.: Ameland – Insel der Freien. Knoop & Niemeijer, Haren, 1973.
 BANTELMANN, A.: Die Landschaftsentwicklung im nordfriesischen Küstengebiet, eine Funktionschronik durch fünf Jahrtausende. Die Küste Jg. 14 (2), 1966.
 EHLERS, J.: The Morphodynamics of the Wadden Sea. Balkema, Rotterdam, 1988.
 EHLERS, J. u. MENSCHING, H.: Erläuterungen zur Geomorphologischen Karte 1:25 000 der Bundesrepublik Deutschland, GMK 25 Blatt 10, 2213 Wangerooge. Berlin, 1982.
 EHLERS, J. u. MENSCHING, H.: Küstenversatz und Prielverlagerungen an der Nordseeküste – Beispiele aus dem Wattenmeer um Wangerooge. Berliner Geographische Abhandlungen, H. 47 (im Druck).
 FÜHRBÖTER A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
 GIERLOFF-EMDEN, H. G.: Luftbild und Küstengeographie am Beispiel der deutschen Nordseeküste. Institut für Landeskunde in der Bundesanstalt für Landeskunde und Raumforschung, Bad Godesberg, 1961.

- HANISCH, J.: Neue Meeresspiegeldaten aus dem Raum Wangerooe. Eiszeitalter und Gegenwart, Bd. 30, 1980.
- HUCKEMANN, B.: Die geomorphologische Struktur und Dynamik auf der Wattseite von Wangerooe-Ost unter besonderer Berücksichtigung der Vegetation. Unveröffentlichte Staatsexamensarbeit, Universität Münster, 1985.
- ISBARY, G.: Das Inselgebiet von Ameland bis Rottumeroog. Morphologische und hydrographische Beiträge zur Entwicklungsgeschichte der friesischen Inseln. Aus dem Archiv der Deutschen Seewarte 56 (3), 1936.
- JACOBSEN, N. K.: The Balance between Agriculture, Forestry, Urbanisation and Conservation. Optimal Pattern of Land Use. In M. W. HOLDGATE u. M. J. WOODMAN (Hrsg.): The Breakdown and Restoration of Ecosystems, 1978.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Techn. Universität Braunschweig, H. 83, 1984.
- JESPERSEN, M. u. RASMUSSEN, A.: Geomorphological effects of the Römö Dam: development of a tidal channel and collapse of a dike. Geografisk Tidsskrift, Bd. 84, 1984.
- JESSEN, O.: Morphologische Beobachtungen an den Dünen von Amrum, Sylt und Röm. Landeskundliche Forschungen, H. 21, 1914.
- KLEINKEMM, H.: Die Insel Texel. Gießen, 1910.
- KLIJN, J. A.: Nederlandse kustduinen. Geomorfologie en bodems. Pudoc, Wageningen, 1981.
- KLOK, B. u. SCHALKERS, K. M.: De veranderingen in de Waddenzee ten gevolge van de afsluiting van de Zuiderzee. Rijkswaterstaat, Studiedienst Hoorn, Notitie 78. H 238, 1978.
- KÖNIG, D.: Deutung von Luftbildern des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres, Beispiele und Probleme. Die Küste, H. 22, 1972.
- KOOIKER, E. P.: Noordzeeweering Ameland. Rijkswaterstaat, Directie Friesland, Studiedagen Kring van de Zeeweerende Ingenieurs. 26 en 27 October 1981, Ameland, 1981.
- LAMB, H. H.: Climate, history and the modern world. Methuen, London/New York, 1982.
- LEATHERMAN, S. P.: Barrier Island Handbook, 2nd Edition, 1982.
- LEATHERMAN, S. P., RICE, T. E. u. GOLDSMITH, V.: Virginia Barrier Island Configuration: A Reappraisal. Science, Vol. 215, 1982.
- LINKE, G.: Ergebnisse und Aspekte zur Klimaentwicklung im Holozän. Geologische Rundschau, Bd. 70, 1981.
- LINKE, G.: Der Ablauf der holozänen Transgression der Nordsee aufgrund von Ergebnissen aus dem Gebiet Neuwerk/Scharhörn. Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet. Bd. 14, 1982.
- LUCK, G.: Der Einfluß der Schutzwerke der ostfriesischen Inseln auf die morphologischen Vorgänge im Bereich der Seegaten und ihrer Einzugsgebiete. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau d. Techn. Universität Braunschweig, H. 47, 1975.
- LUCK, G. u. STEPHAN, H.-J.: Verlagerung morphologischer Großformen nördlich der Osterems und deren Einfluß auf das Westende von Juist. Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Jahresbericht 1982, XXXIV, Norderney, 1983.
- MENKE, B.: Befunde und Überlegungen zum nacheiszeitlichen Meeresspiegelanstieg (Dithmarschen und Eiderstedt, Schleswig-Holstein). Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet. Bd. 11, 1976.
- MÜLLER, F. u. FISCHER, O.: Föhr. Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Zweiter Teil: Die Inseln, 6. Berlin, Reimer, 1937.
- MÜLLER, F. u. FISCHER, O.: Sylt. Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste, Zweiter Teil: Die Inseln, 7. Berlin, Reimer, 1938.
- ORDEMANN, W.: Beiträge zur morphologischen Entwicklungsgeschichte der deutschen Nordseeküste mit besonderer Berücksichtigung der Dünen tragenden Inseln. Mitteilungen der Geographischen Gesellschaft (für Thüringen) zu Jena, 30, 1912.
- PRANGE, W.: Geologie, Landschafts- und Besiedlungsgeschichte der Marschen an der Lecker Au, Nordfriesland. Offa, Bd. 43, 1986.
- ROEPER, M.: Waterschapen en polders. In C. J. DUINKER (Hrsg.): Texel en de Zee. Een strijd van Eeuwen, 1980.
- ROHDE, H.: Sturmfluten und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- STREIF, H.: Die Entwicklung der Ostfriesischen Inseln, Watten und Marschen als Reaktion auf

- den Meeresspiegelanstieg. In: 54. Tagung der Arbeitsgemeinschaft Nordwestdeutscher Geologen, Norderney, 9. bis 12. Juni 1987, Kurzfassung der Vorträge, 1987.
- TAUBERT, A.: Wohin wandern die Außensände? Formänderungen der nordfriesischen Außensände und deren küstengeographische Beurteilung. Nordfriesland, 16 (61/62), 1982.
- TOXOPEUS, W.: Ik ben van Rottum. – Erinnerungen aan de strandvoogd en het eiland Rottum. Groningen, Uitgeverij Kemper, 1981.
- VAN DER MOLEN, S. J.: Terschelling – van Noordsvaarder tot Bosplaat. 's Gravenhage, Boeken-
centrum B. V., 1978.
- VAN DIJCK, J. W.: Organogene Dünenbildung. Eine geomorphologische Analyse der Dünen-
landschaft der westfriesischen Insel Terschelling mit pflanzensoziologischen Methoden.
Martinus Nijhoff, Den Haag, 1934.
- VAN LARE, J.: Kartografie en kartografen. In C. J. DUINKER (Hrsg.): Texel en de Zee. Een strijd
van Eeuwen, 1980.
- VISSER, J. C.: Stuidijken op Vlieland en Terschelling. Tijdschrift van het Koninklijk Nederlandsch
Aardrijkskundig Genootschap, Tweede Reeks LXIV, 1947.
- WESTERHOFF, W. E. u. BEETS, D. J.: Sturmdeltas und junge Dünen, zusammenhängende Bildun-
gen der poströmischen Küstenentwicklung in Noord-Holland (Niederlande). In: 54.
Tagung der Arbeitsgemeinschaft Nordwestdeutscher Geologen, Norderney, 9. bis 12.
Juni 1987, Kurzfassung der Vorträge, 1987.
- ZENIUS, M.: Mandö i hundrede aar. Esbjerg, Bygd, 1983.
- ZITSCHER, FR.-F., SCHERENBERG, R. u. CAROW, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an
den Küsten Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 33, 1979.

Bemessungswasserstände entlang der Elbe

Bericht einer Länder-Arbeitsgruppe*

Zusammenfassung

Auf ihrem Treffen vereinbarten die Staatssekretäre/Staatsräte der Elbanliegerländer 1985 folgende Ziele für die Arbeit der Gruppe:

- Vorschläge für eine einheitliche Definition und Festlegung der Bemessungswasserstände/maßgebenden Sturmflutwasserstände zu erarbeiten und
- die bisher gewählten Zuschläge zur Bestimmung der Sollhöhen zu erläutern.

Die Arbeitsergebnisse bestehen in einer „Bemessungssturmflut“ für die Elbe von Cuxhaven bis Geesthacht, der außerordentliche Wind-, Windstau- und Oberwassergrößen zugrunde liegen und die für das nächste Jahrhundert Gültigkeit haben soll. Durch Verwendung von Modellen werden gegenüber bisherigen Verfahren Vereinfachungen insofern erreicht, als nur noch Zuschläge für den Wellenauflauf erforderlich werden.

Summary

In their 1985 meeting, Government representatives of the German Federal Republic States bordering the Elbe agreed of the following goals for a working group:

- *Suggestions for a general definition and determination of the design water level associated with storm surges*
- *discussion of the safety factors formerly used to calculate the height of constructions measures.*

This has resulted in a "design storm surge" for the Elbe from Cuxhaven to Geesthacht associated with extreme wind, storm surge and fresh water discharge. These values are considered to be valid for the next century. Using models the procedure could be simplified in comparison to previous techniques since only corrections due to wave run-up have to be added.

Inhalt

1. Verfahren zur Festlegung der Bemessungswasserstände	32
2. Grundlagen des Verfahrens	33
2.1 Maßgebende Sturmidekurve für Cuxhaven	33
2.1.1 Mittlere Tidekurve	33
2.1.2 Windstaukurve	35
2.1.3 Säkulare Veränderungen	37
2.2 Sonstige Vorgaben für die Modelluntersuchungen	38
2.2.1 Wind über der Elbe	40
2.2.2 Oberwasserzufluß	40

* Am 21. 3. 1985 sprachen die zuständigen Staatssekretäre/Staatsräte von Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Hamburg über den Hochwasserschutz entlang der Elbe. Eines der Ergebnisse war die Einsetzung einer Arbeitsgruppe von Fachbeamten, die sich mit den Bemessungswasserständen befassen sollte. Diese Gruppe bestand aus den Herren:

MR Krause, Umweltministerium, Hannover

BD Kroker, Baubehörde, Hamburg

RBD Probst, Amt für Land- und Wasserwirtschaft, Itzehoe

MR Scherenberg, Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Forsten und Fischerei, Kiel

Prof. Dr.-Ing. Siefert, Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft, Hamburg (Obmann)

und legte im Mai 1986 nach sechs Sitzungen den hier nur unwesentlich veränderten Bericht vor.

3. Bemessungswasserstände und Sollhöhen der Hochwasserschutzanlagen	42
3.1 Modellergebnisse	42
3.2 Zum Wellenauflauf	44
4. Diskussion alternativer Bemessungsansätze	46
4.1 Zu den astronomischen Einflüssen	46
4.2 Zu Fernwellen	47
4.3 Überlagerung von Höchstwerten	47
4.4 Zur Eintrittswahrscheinlichkeit der maßgebenden Sturmflut	48
4.5 Zu Sicherheitszuschlägen	49
5. Schriftenverzeichnis	50

1. Verfahren zur Festlegung der Bemessungswasserstände

Der Bemessungswasserstand ist der für einen vorgegebenen Zeitraum zu erwartende höchste Wasserstand, auf den eine Hochwasserschutzanlage unter Berücksichtigung des säkularen Anstiegs und des Oberwasserzuflusses zu bemessen ist. Möglicher Seegangseinfluß ist darin nicht enthalten.

Die Arbeitsgruppe war sich einig, daß zum Erreichen der Ziele ein zwischen den Elbanliegerländern abgestimmtes Bemessungsverfahren konzipiert werden mußte. Dieses sollte

- die Erkenntnisse über das Tide- und Sturmflutgeschehen, die in den letzten 25 Jahren gesammelt wurden, berücksichtigen,
- auf gemessenen Daten basieren, soweit dies irgend möglich ist,
- physikalisch sinnvoll sein,
- nachvollziehbar sein,
- so aufgebaut sein, daß es im Prinzip auch für die Küste und für andere Flüsse brauchbar ist,
- so beschaffen sein, daß einerseits neue oder auszubauende Hochwasserschutzanlagen damit bemessen und andererseits die Sicherheit vorhandener überprüft werden können.

Es mußte dazu zwischen zwei Wegen entschieden werden, nämlich ob für jeden Ort an der Elbe ein Bemessungswasserstand separat festgelegt oder ob nur für die Elbmündung (d. h. Cuxhaven) ein solcher ermittelt und der weitere Verlauf in der Elbe in Modellen bestimmt werden sollten. Basis der Untersuchungen mußte jeweils ein großes, möglichst homogenes Datenkollektiv sein. In der Elbe selbst sind in den letzten drei Jahrzehnten aber erhebliche natürliche und künstliche Veränderungen zu verzeichnen.

Die Benutzung des ersten Weges erfordert, diese Tatsache zu berücksichtigen und folglich die Wasserstände, die in und vor den letzten Jahrzehnten auftraten, auf den heutigen Elbezustand zu „beschicken“. Erst dann könnten sie statistisch weiter bearbeitet werden. Eine „Beschickung“ könnte aber nur dann richtig vorgenommen werden, wenn die Wirkungen der einzelnen Veränderungen bekannt wären.

Dagegen basiert der zweite Weg unmittelbar auf Meßwerten, mit denen ein geeichtes Modell gesteuert werden kann. Dafür sind aber erneut zwei Wege denkbar, nämlich die Bestimmung eines maßgebenden *Scheitel*wasserstandes oder die Ermittlung einer maßgebenden *Sturmtidekurve*, deren Höchstwert den Bemessungswasserstand darstellt.

Der Vorteil der Verwendung einer *Sturmtidekurve* ist, daß nur so die ungünstigsten Wechselwirkungen zwischen Tide und Windstau auf dem Weg von Cuxhaven nach Hamburg erfaßt und zusätzliche Aussagen über Verweildauern hoher Zwischenwasserstände sowie den zeitlichen Ablauf der Sturmflut möglich sind.

Damit reduzierten sich für die Arbeitsgruppe die Alternativen auf

- Modellversuche für alle in verschiedenen Ausbauständen der Elbe gelaufenen höheren Sturmfluten mit nachfolgender statistischer Bearbeitung für die einzelnen Pegel und
- statistische Bearbeitung der gemessenen Daten von Cuxhaven mit anschließendem Modellversuch für die Elbe.

Die Arbeitsgruppe entschied sich für den sichereren und physikalisch sinnvolleren zweiten Weg, nämlich folgendes Verfahren:

- a) Bestimmung einer maßgebenden Sturmidekurve für Cuxhaven;
- b) Modelluntersuchungen für die Elbe mit dieser Sturmidekurve; Ergebnis ist der maßgebende Sturmflutablauf in der Elbe;
- c) daraus Festlegung der Scheitelwerte (HThw) für jeden Ort als Bemessungswasserstände;
- d) Bestimmung des zeitlichen und örtlichen Ablaufes der maßgebenden Sturmflut aus den Kurven.

Das so entwickelte Bemessungsverfahren wird im folgenden erläutert. Tab. 1 enthält eine Gegenüberstellung der gewählten Komponenten dieses Verfahrens mit den bisher an der Elbe praktizierten.

2. Grundlagen des Verfahrens

2.1 Maßgebende Sturmidekurve für Cuxhaven

Die maßgebende Sturmidekurve muß folgende Komponenten enthalten (siehe dazu Abb. 1):

- Die aktuellen Tideverhältnisse an der Küste,
- zusätzliche astronomische Einflüsse,
- meteorologische Einflüsse (im wesentlichen Windstau),
- Einflüsse aus Schwingungen in der Nordsee und aus Fernwellen und
- säkulare Veränderungen.

Diese Komponenten überlagern sich schon in der Nordsee. Dabei beeinflussen sie sich gegenseitig, so daß die in Cuxhaven gemessenen Werte nur die integrierte Wirkung darstellen. Ein Herauslösen einzelner Einflüsse für Bemessungszwecke ist mit ausreichender Sicherheit nicht möglich.

Das aktuelle Tidegeschehen wird am besten durch die mittleren Tidekurven beschrieben. Die übrigen astronomischen und meteorologischen Einflüsse sowie die Wirkungen aus Schwingungen und Fernwellen sind in der sog. Windstaukurve zusammengefaßt. Diese Bezeichnung ist deshalb gerechtfertigt, weil in der Regel etwa 90 % ihrer Beträge aus Windeinfluß bestehen.

Hinsichtlich der säkularen Veränderungen sind gesonderte Betrachtungen erforderlich (siehe Kap. 2.1.3).

2.1.1 Mittlere Tidekurve

Es wird vorgeschlagen, das Mittel der letzten 10 Jahre zu wählen, um einen repräsentativ langen Zeitraum zu haben, in dem auch der Oberwasserzufluß ($770 \text{ m}^3/\text{s}$) etwa dem langjährigen Mittel entspricht. Die mittlere Tidekurve ist in ihrem gesamten Verlauf durch topographische, periodische (astronomische) und aperiodische (meteorologische) Faktoren beeinflusst. Die Kurve wird durch folgende Parameter charakterisiert:

Tabelle 1. „Kanontafel“ der Bemessungsverfahren für den Tidebereich der Elbe

	Elbabschnitt	mittlere Tide	Sturmflutscherteil	säk. Entwicklung	Oberwasserzufluß	Zuschlag	Bemessungswasserstand	Wellenauflauf	Quelle
Niedersachsen 1965	Cuxhaven bis Drochtersen		16./17.02.62 (= HHT _{Thw})		1042 m ³ /s (wie am 16./17.02.)	0,5 bis 0,6 m „Sicherheitsszuschl.“	Bemessungswasserstand	2,26 m (Cuxhaven) bis 1,35 m (Drochtersen) (Diff. zwischen Sollhöhe und BW)	Die Küste, H. 33, 1979, S. 25-51
	Grauerort bis Zollenspieker		16./17.02.62, jedoch ohne Deichbrüche; Zuschläge 0,1 bis 0,4 m nach Franzius-Inst.		1042 m ³ /s	0,5 bis 0,85 m		1,3 m (Grauerort) bis 0,6 m (Over)	
Niedersachsen 1979 (Ing.-Kommission)	oberh. Zollensp. bis Geesthacht		wie Zollenspieker		wie Zollenspieker			0,8 m (Ilnenau-Mündung) bis 1,6 m (Geesthacht)	
	Cuxhaven bis Geesthacht	Springerhöhung des Thw um 30 cm	03.01.76 (= HHT _{Thw})	+ 22 cm (bis 2065)	2150 m ³ /s (→ + 4 cm in Hbg. bis + 93 cm in Gee.)			2,28 m (Cuxhaven) bis 1,18 m (Hinterbrack); 0,4 m (Over) bis 0,62 m (Geesthacht) als Diff. zwischen vorh. Deichhöhe und BW	
Schleswig-Holstein 1967	Brunsbüttel bis Schülaue	Var. 7 der Modellversuche des Franzius-Instituts: Sturmflut vom 16./17.02.62, jedoch bei Brunsbüttel um 0,5 m erhöht, mit hochwasserfreier Eindichtung Wilhelmshurgs, aller Gebiete unterh. Funkenwerder und aller Nebenflüsse sowie neuer Deichlinie Este bis Harburg		Over bis Geesthacht: + 32 cm insgesamt	1042 m ³ /s	0,5 m Diff. zwischen Bestickhöhe und maßgeb. Sturmflutwass. + Bemess.-Wellenauf-		1,9 m (Brunsbüttel, Brokdorf) bis 1,1 m (Schülaue) als „Bemess.-Wellenauflauf“ nach Einmessung von Treibselgrenzen	Mitt. des Franzius-Inst. Hannover, H. 45, 1977, S. 55 und Taf. 6; Erlaß Landesamt für Wasserwirtschaft Schl.-H., 21. 12. 1967
Hamburg 1962	Blankenese bis Gauer	Springerhöhung des Thw um 30 cm	17.02.62	+ 20 cm	2400 m ³ /s (→ + 10 cm)	0,4 m für Deichbrüche am 17.02.62. Abdämmung der Alten Süderelbe	Bemessungswasserstand	bis 2,3 m (Mühlens. Loch) im übrigen Bereich 0,5 m für Wellenauflauf und örtl. Windstau	Die Küste, H. 1, 1962, S. 86 sowie unveröff. Arbeiten verschiedener Gutachter
Arbeitsgruppe „Bemessungswasserst.“ 1985/86	Cuxhaven	Mittl. Kurve 1976/85 + maßgeb. Windstau k u r v e aus den höchsten seit 1800 gemessenen Werten; Spring-einfl. und Fernwellen sind enthalten		MThw-Anstieg 30 cm MT _{Nw} unverändert			Bemessungswasserstand als HHT _{Thw} der Sturmdeichkurve	Berechnung des Auflaufpektrums nach Mess. bzw. Beobacht. des See-gangs vor den Schutzanlagen	---
	oberh. Cuxhaven bis Geesthacht	Modellunters. mit Randbed. Cuxhaven sowie Wind über der Unterelbe wie am 03.01.76 (höchste Meßwerte)			2200 m ³ /s				

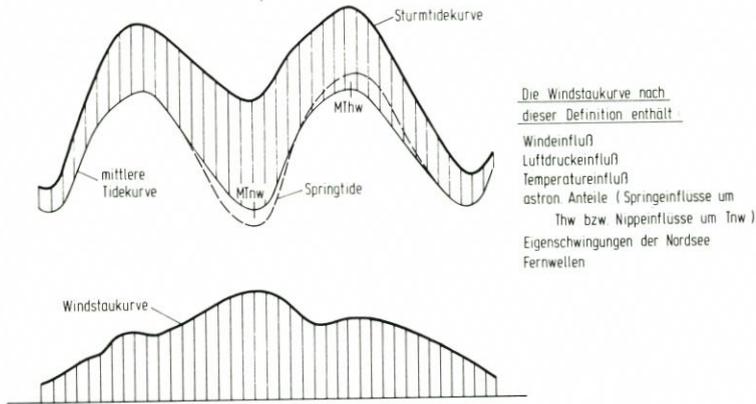


Abb. 1: Definition Windstaukurve

Mittlere Tide 1976/85 in Cuxhaven

Tidehochwasser (MThw)	1,50 mNN
Tideniedrigwasser (MTnw)	- 1,55 mNN
Tidemittelwasser (MTmw)	0,05 mNN
Tidehub (MThb)	3,05 m
Flutdauer (T _F)	5 h 40 min
Ebbdauer (T _E)	6 h 45 min

Die Scheitelwerte sind auf 5 cm und 5 min auf- bzw. abgerundet worden. Alle 5 bis 10 Jahre sollte künftig das letzte 10jährige Mittel mit diesen Werten verglichen werden, um mögliche Abweichungen interpretieren zu können.

2.1.2 Windstaukurve

Die maßgebende Sturmtidekurve wird aus der Addition der mittleren Tidekurve und einer extremen Windstaukurve gebildet (Abb. 1). Zur Bestimmung der letzteren stehen Windstaukurven aller Sturmtiden seit 1901 zur Verfügung (insgesamt 180 Ereignisse; STROM- UND HAFENBAU, 1985), darüber hinaus die Windstaukurven aller hohen Sturmfluten des 19. Jahrhunderts (SIEFERT, 1969).

Entscheidend für die Höhe einer Sturmflut ist der Windstau um die MThw-Zeit in Cuxhaven. Aus dem Kollektiv der hohen Sturmfluten der letzten 160 Jahre ergeben sich als Höchstwerte:

W (MThw) = max. Stau um MThw cm	Datum
375	16./17. 02. 1962
365	03. 01. 1976
360	03./04. 02. 1825

Dazu ist anzumerken, daß 1962 eine Fernwelle bei Nipptide auftrat, 1825 dagegen Springtide herrschte.

In Cuxhaven traten die höchsten bisher ermittelten Windstau maxima jedoch um die MTnw-Zeit auf, und zwar

W (MTnw) = max. Windstau um MTnw cm	Datum
430	23. 12. 1894
430	23. 02. 1967
410	03. 01. 1976
400	10. 02. 1949

Wegen der o. g. Wechselwirkungen zwischen Windstau, astron. Tide und Wassertiefen muß sich bei sonst gleichen Verhältnissen der Stau um MThw niedriger als um MTnw entwickeln. Um dieses Phänomen näher zu untersuchen, wurden alle Sturmfluten in Cuxhaven herangezogen, deren Windstau maximum W um MTnw auftrat und bei denen der Wind sich über die Tide nicht wesentlich veränderte. Da gesicherte Winddaten erst ab 1965 zur Verfügung stehen, verblieben letztlich die 12 Ereignisse der Tab. 2.

Tabelle 2

Sturmflut	W (MTnw) cm	W (MThw) cm	W (MThw) / W (MTnw) %
17. 1. 84	220	120	55
18. 1. 83	325	220	68
16. 12. 82	290	225	78
20. 11. 82	220	180	82
24. 11. 81	350	300	86
1./ 2. 1. 81	295	150	51
3. 1. 76	410	365	89
26. 1. 75	215	185	86
18. 12. 74	215	185	86
19. 12. 66	240	150	63
2. 1. 65	340	230	68
31. 10. 65	220	140	64
		Mittel:	73%
		Max:	89%
		Min:	51%

Daß der Weg über die Betrachtung der Niedrigwasser-Stauwerte überhaupt beschritten wird, hat zwei Gründe. Zum einen ist das Kollektiv mit hohem Stau um MThw nur sehr klein, zum anderen sind die Maximalwerte um MTnw aufgetreten und sollten nicht einfach vernachlässigt werden.

Zur Ermittlung des maßgebenden Windstaus wird aufgerundet mit dem maximalen Verhältnis

$$W(MThw) : W(MTnw) = 90 \%$$

gerechnet, um die ungünstigste Übertragung auf das Hochwasser zu erfassen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Staubeträge um MTnw mögliche Anteile aus Fernwellen, Schwingungen usw. enthalten (wie ja auch die Werte um MThw), jedoch *keine* Springeinflüsse (Abb. 1).

Denn die Hälfte der SpTnw ist niedriger als die zur Stauermittlung verwendeten MTnw, und zwar in Cuxhaven i. M. um rd. 25 cm, die dann in der mittleren Tidekurve enthalten sind. Das o. a. Verhältnis enthält also bereits den Springeinfluß um MThw bei der Übertragung des MTnw-Staus auf das MThw, soweit er auftrat. In obiger Liste sind deshalb die Ereignisse bei Springtide unterstrichen. Wenn bei Sturmfluten die Stauentwicklung überhaupt auf die Springtidewasserstände reagierte, was nach neuen Untersuchungen aber unwahrscheinlich ist¹⁾, wären zu erwarten:

- Stau um MTnw erhöht wegen geringerer Wassertiefe;
- Stau um MThw ermäßigt wegen größerer Wassertiefe;
- daraus folgend kleineres Verhältnis $W(MThw) : W(MTnw)$ als bei mittlerer Tide;
- bei Springtide andere (meist steilere) Gefälleverhältnisse in der Deutschen Bucht, die sich auf die Stauentwicklung auswirken;
- daraus ohnehin folgend ein Verbot linearer Überlagerung (Addition) von Spring- und Stauwerten, die nicht gleichzeitig aufgetreten sind.

Um die Repräsentanz des maximalen Verhältnisses $W(MThw)/W(MTnw) = 0,89$ am 03. 01. 76 zu unterstreichen, sei auf ein numerisches Ergebnis des DÄNISCHEN HYDRAULISCHEN INSTITUTS (1983) in deren Nordseemodell hingewiesen. Dort wurden die Stauwerte in Cuxhaven für die meteorologische Situation am 3. 1. 76 sowie die Fälle von Phasenverschiebungen um 3 h bzw. 6 h gegen die Tide untersucht: Der (in der Natur eingetretene) maximale Stau um MTnw mit 410 cm verschiebt sich schließlich auf die Zeit nach MThw und erreicht um MThw etwa 340 cm, also 83 %. – Außerdem wurden die Sturmfluten von 1901 bis 1964 trotz unzureichender Winddaten auf das Verhältnis $W(MThw) : W(MTnw)$ untersucht. Dabei ergaben sich für 14 Ereignisse Werte von 63 % bis 83 %, i. M. 73 %.

Damit sollte der Stau für eine *maßgebende Windstaukurve* folgendermaßen festgelegt werden:

max. Stau um MTnw: 430 cm

um MThw: $430 \cdot 90\% = 385$ cm

(zum Vergleich: bisher gemessener Höchstwert 375 cm)

Diese Daten basieren auf Meßwerten und sind in den letzten 160 Jahren nie überschritten worden (Abb. 2). Die Gruppe schlägt als Windstaukurve den in Abb. 3 gezeigten Verlauf vor. Von MTnw bis nach MThw ist die Windstaukurve einem realistischen Verlauf angepaßt. Der für die Elbe ungünstigste Anstieg der Kurve vor MTnw wurde in Modellen ermittelt.

2.1.3 Säkulare Veränderungen

Die säkularen Veränderungen werden üblicherweise durch Ausgleich 19jähriger Mittel bestimmt. Abb. 4 zeigt die bekannten Entwicklungen der Tidescheitelhöhen in Cuxhaven und Hamburg. Da letztere durch Maßnahmen in und an der Elbe beeinflusst sind, sollen die Veränderungen in Cuxhaven näher beleuchtet werden, um Aufschluß über zu erwartende Höhen zu gewinnen. So ergeben sich durch optischen Ausgleich der 19jährigen Mittel²⁾ für willkürlich ausgewählte Zeiträume die auf Tab. 3 folgenden Trends.

¹⁾ Siehe dazu SIEFERT und LASSEN (1985) über Windstau-Kennlinien im Küstenvorfeld.

²⁾ Das Mittel „1976“ umfaßt z. B. den Zeitraum 1967 bis 1985

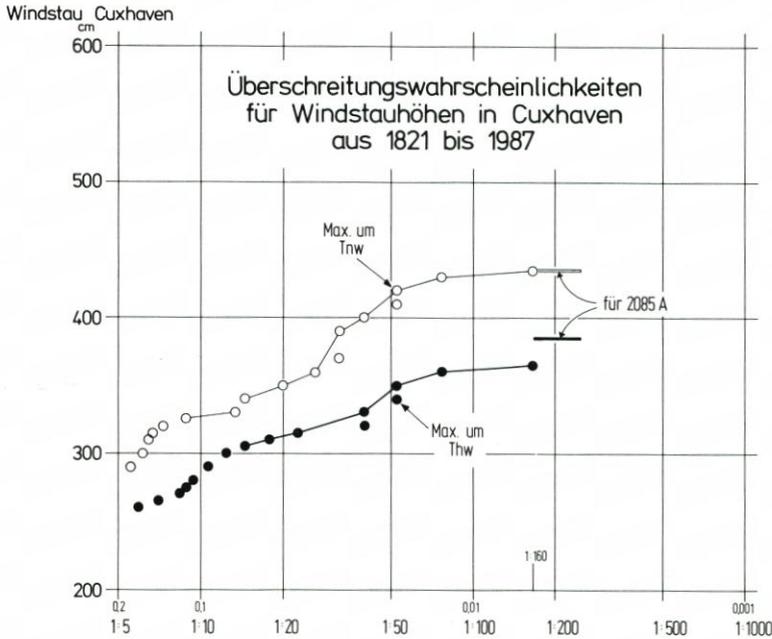


Abb. 2: Überschreitungswahrscheinlichkeit für Windstauhöhen in Cuxhaven mit Angabe der für die Bemessungssturmflut 2085A verwendeten Werte

Weitere Untersuchungen zur säkularen Entwicklung der mittleren Scheitelwasserstände führten JENSEN (1984) sowie FÜHRBÜTER und JENSEN (1985) für elf Küstenorte durch. Sie berechneten dazu den säkularen Anstieg der Jahresmittel der MThw und MTnw über 100, 50 und 25 Jahre. So besteht die Möglichkeit, auch aus diesen Angaben die säkularen Veränderungen in Cuxhaven für eine anschließende Berechnung in einem Elbemodell zu entnehmen.

Um den Veränderungen in den letzten vier Jahrzehnten gerecht zu werden, schlägt die Arbeitsgruppe als anzunehmende Werte in Anlehnung an die 19jährigen Mittel für 1955/76 (Zeitraum 1946/85) und die Trends der Jahresmittel 1936/85 für Cuxhaven (Abb. 4) vor:

MThw-Anstieg bis 2085: 30 cm

MTnw verharrend auf dem Niveau von 1976/85

So ist nach 100 Jahren die in Abb. 3 skizzierte „mittlere Tidekurve nach säkularer Entwicklung“ maßgebend. Durch Überlagerung mit der unter 2.1.2 ermittelten Windstaukurve ergibt sich eine höhere maßgebende Sturmidekurve als für 1985.

Zukünftige physikalische Änderungen in der Atmosphäre und deren Folgen sind nicht abzusehen. Deshalb hält es die Gruppe für notwendig, daß die säkulare Entwicklung alle 20 bis 25 Jahre überprüft wird.

2.2 Sonstige Vorgaben für die Modelluntersuchungen

Außer der maßgebenden Sturmidekurve tragen auch der Wind über der Elbe und der Oberwasserzufluß zum Entstehen der örtlichen Wasserstände bei. Diese Faktoren müssen deshalb ebenfalls in maßgebender Größe in das Modell eingegeben werden.

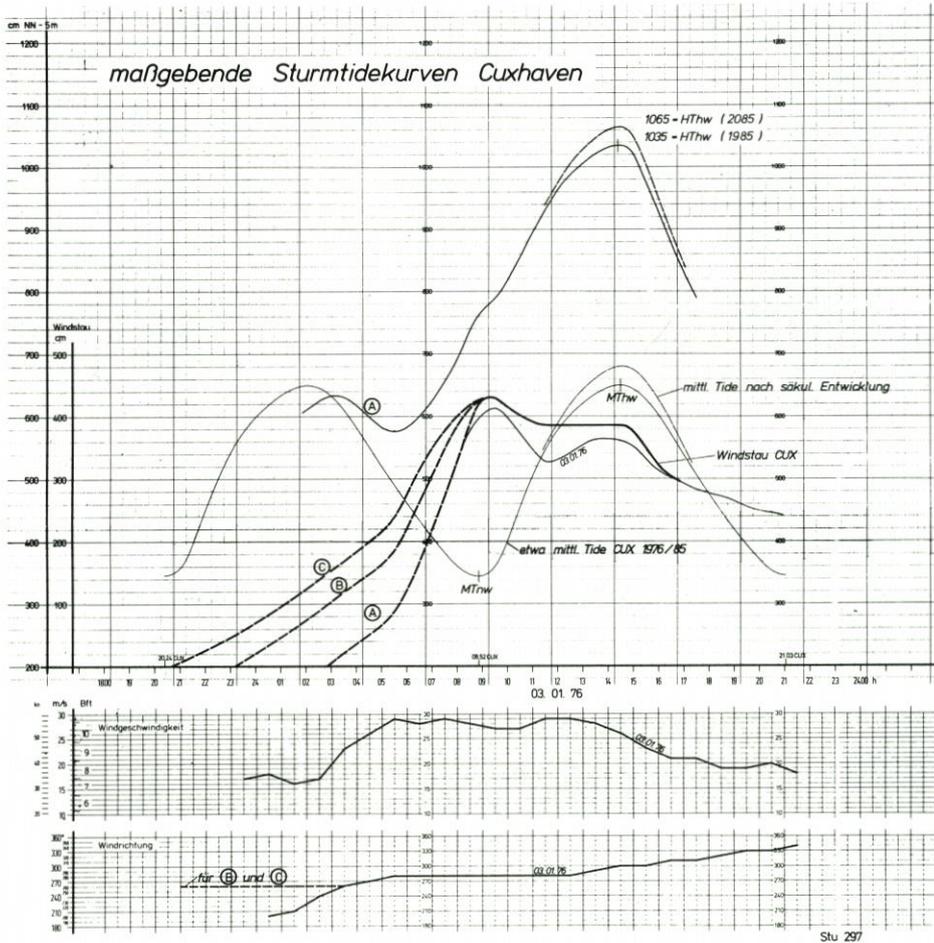


Abb. 3: Mittlere Tidekurven Cuxhaven, Windstaukurven für Cuxhaven und Windverhältnisse im Elbmündungsgebiet für die Bemessungsturmflut

Tabelle 3

Zeitraum	Veränderungen in cm/Jh.	
	MThw	MTnw
1860/90**)	± 0	
1880/1930	+ 31	
1920/76	+ 19	
1955/76	+ 30	- 18
1967/76	+ 65	
1865/90		- 20
1905/60		+ 18
1960/76		- 32
1876/1976	+ 24	+ 17

** D. h. 31 19jährige Mittel

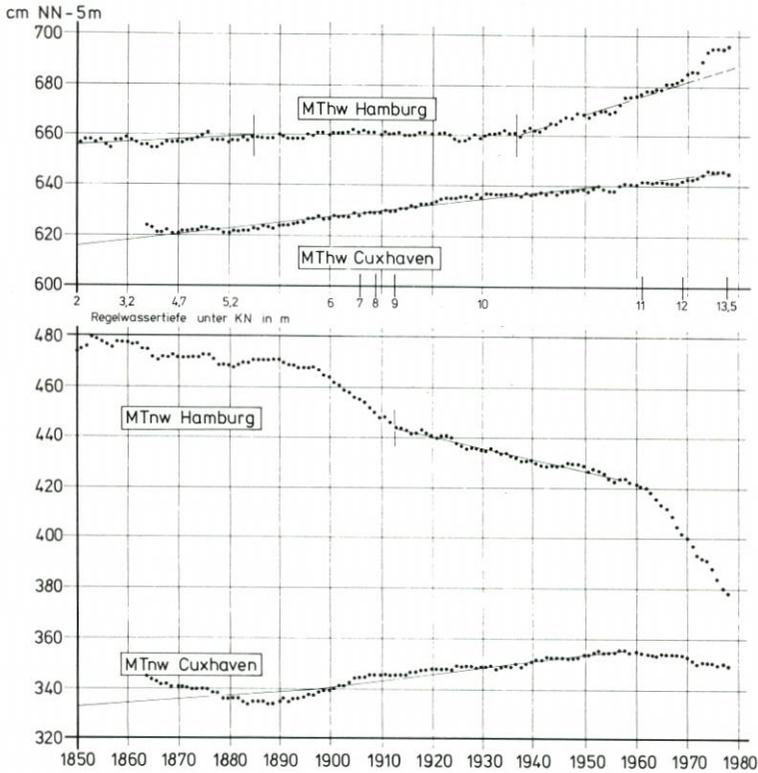


Abb. 4: 19jährige übergreifende Mittel der Thw und Tnw in Cuxhaven und Hamburg

2.2.1 Wind über der Elbe

Als Ergebnis der meteorologischen Verhältnisse über dem Atlantik und der Nordsee wird die Windstaukurve von Cuxhaven in das Modell eingegeben. Wirksam wird dann noch der Wind über der Unterelbe, der nach Vergleichen aber schon schwächer als über der Deutschen Bucht ist. Dennoch wird der auf Scharhörn gemessene Wind für die untere Modellgrenze angesetzt, und zwar mit den bisher gemessenen Höchstwerten.

Mit 29 m/s über 4 Stunden stellt die Windgeschwindigkeit am 3. 1. 76 das Maximum dar, das auch 1962 nicht erreicht wurde. Am nächsten kommt ihr der 23./24. 2. 67 mit 29 m/s über 3 Stunden. Höhere Geschwindigkeiten wurden kaum, und dann nur für kurze Zeit, gemessen.

2.2.2 Oberwasserzufluß

Alle neueren Untersuchungen zeigen, daß der Stau in Cuxhaven weitgehend unbeeinflusst vom Oberwasserzufluß Q_0 ist, der in Neu Darchau gemessen wird. Also ergeben sich zwei Fragen, nämlich nach

- der als Zufluß zu wählenden Wassermenge und
- dem Einfluß von Q_0 auf die HThw-Höhen.

Zum Zufluß für die maßgebende Sturmflut:

- MQ liegt zwischen 700 und 800 m³/s
- HHQ erreichte 3840 m³/s (Ermittlung ungenau) am 7. 4. 1895
- bei 180 Sturmfluten seit 1901 (mit Windstau über 2 m oder HThw mindestens 1,5 m über MThw in Cuxhaven) traten ein (Tab. 4):

Tabelle 4

Q _o in m ³ /s	Anzahl Sturmfluten	Bem.
1400-1600	5	
1600-1800	6	
1800-2000	4	
2000-2200	1	(29. 12. 1974)
2200-2600	0	
2600	1	(24. 2. 1946; Q _o unsicher)

17 von 180

Niedersachsen verwendete bisher den 1974 bei einer mittleren Sturmflut aufgetretenen Wert von 2150 m³/s (ING.-KOMMISSION, 1979, S. 33). Neue Erkenntnisse über das mögliche Zusammentreffen hohen Windstaus mit großen Q_o sind nicht vorhanden. Die Arbeitsgruppe sieht keine Veranlassung, zur Ermittlung der maßgebenden Sturmflut einen höheren Wert zu nehmen. Sie empfiehlt jedoch, den Windstau mit einem auf 2200 m³/s aufgerundeten Oberwasserzufluß zu kombinieren. Dieser Wert wurde 1926/83 i. M. an drei Tagen im Jahr überschritten (Dt. Gew. Jahrb. Elbe 1983, S. 104).

Einfluß des Oberwasserzuflusses:

Die Wirkung des Oberwasserzuflusses auf die Thw unterhalb von Geesthacht kann auf drei Wegen ermittelt werden: Durch statistische Auswertung gemessener Daten, durch Versuche in einem hydraulischen Modell oder durch Berechnungen in einem numerischen Modell.

Neue Untersuchungen zu diesem Thema mit mehreren sehr hohen Sturmfluten (24. 11. 1981, 3. 1. 1976, konstruierte Sturmflut HIST/1*) stammen aus verschiedenen Berichten 1984/85 des Dän. Hydr. Inst. Mit der von der Arbeitsgruppe vorgeschlagenen maßgebenden Sturmflut wurde der Einfluß mit Q_o von 1800, 2200 und 2800 m³/s festgestellt. Alle Ergebnisse zeigen weitgehende Linearität und bringen für eine Q_o-Änderung um 1000 m³/s folgende Wasserstandsdifferenzen für sehr hohe Sturmfluten:

Stadersand	rd. 0,5 dm/1000 m ³ /s
Schulau	0,5 bis 1 dm/1000 m ³ /s
Hbg.-St. Pauli	rd. 1 dm/1000 m ³ /s
Bunthaus	1 bis 2 dm/1000 m ³ /s
Zollenspieker	1 bis 2,5 dm/1000 m ³ /s
Altengamme	2 bis 3 dm/1000 m ³ /s
Geesthacht	über 2 dm/1000 m ³ /s

bei Zuflüssen bis 3000 m³/s; bei größeren Zuflüssen Tendenz zu den kleineren Werten.

* HIST/1 ist als „höchste denkbare Sturmflut“ konstruiert worden (PLATE, 1983)

Sowohl in hydraulischen Modellen wie im numerischen Modell hat sich herausgestellt, daß der Einfluß der Oberwassermenge auf die Tidewasserstände unterhalb von Glückstadt vernachlässigbar klein wird und eigentlich nur in dem Gebiet ab Schulau von Bedeutung ist.

3. Bemessungswasserstände und Sollhöhen der Hochwasserschutzanlagen

3.1 Modellergebnisse

Wie aus dem Text bereits hervorgeht, sollten die Bemessungswasserstände in der Elbe auf der Basis der festgelegten Tide-, Wind- und Stauwerte für Cuxhaven und der Oberwasserwerte in Modellen bestimmt werden. Die Arbeitsgruppe hielt es für geboten, zur Absicherung der Ergebnisse drei Modelle, die nach unterschiedlichen Systemen konzipiert sind, einzusetzen, und zwar

- das empirische WADI-Modell des Strom- und Hafengebäude Hamburg¹,
- das eindimensionale Verzweigungsmodell des Dän. Hydr. Inst. (dhi) nach dem dort entwickelten „System 11“² und
- das zweidimensionale Finite-Elemente-Modell des Inst. für Strömungsmechanik der Univ. Hannover (IfS) mit eindimensionalem Teil oberhalb von Hamburg³.

Tabelle 5

Ort	Ergebnisse nach den Modellen in m NN					
	WADI		dhi		Inst. für Strömungsmech.	
	HThw (1985)	HThw (2085)	HThw (1985)	HThw (2085)	HThw (1985)	HThw (2085)
Cuxhaven	5,35	5,65	5,35	5,65	5,35	5,65
Otterndorf			5,55	5,85	5,60	5,90
Brunsbüttel			5,90	6,20	5,85	6,15
Brokdorf	6,00 ± 0,1	6,35 ± 0,1	6,05 ± 0,1	6,35 ± 0,1	6,10 ± 0,1	6,40 ± 0,1
Glückstadt			6,20 ± 0,1	6,50 ± 0,1	6,30 ± 0,1	6,60 ± 0,1
Stadersand			6,50 ± 0,1	6,80 ± 0,1	6,60 ± 0,1	6,90 ± 0,1
St. Pauli	6,95 ± 0,2	7,25 ± 0,2	6,95 ± 0,1	7,25 ± 0,1	6,95 ± 0,1	7,30 ± 0,1
Bunthaus			7,10 ± 0,1	7,40 ± 0,1	7,15 ± 0,1	7,45 ± 0,1
Zollenspieker	7,05 ± 0,2	7,30 ± 0,2	7,30 ± 0,1	7,60 ± 0,1	7,35 ± 0,1	7,70 ± 0,1

Da der Bemessungswasserstand für einen Zeitraum von 100 Jahren gelten soll, mußten die HThw (2085) aus der Kombination von mittl. Tide 1976/85 + säk. Veränderung (30 cm beim Thw) + Bemessungs-Windstau (385 cm beim Thw) + Q_o (2200 m³/s) ermittelt werden. Um jedoch die Höhe und Sicherheit der heutigen Hochwasserschutzanlagen hinsichtlich dieses neuen Bemessungswasserstandes beurteilen zu können, sollten auch die HThw (1985) aus

¹ Erläuterungen und Genauigkeiten bei SIEFERT und CHRISTIANSEN (1983)

² Erläuterungen dazu bei ABBOTT et al. (1973)

³ Kurze Beschreibung bei THEUNERT und ZIELKE (1983)

mittl. Tide 1976/85 + Bemessungs-Windstau (385 cm beim Thw) + Q_o (2200 m³/s) vorliegen. Die Ergebnisse mit der als maßgebend gewählten ungünstigsten Windstaukurve (Abb. 3) sind für einige Standorte in Tab. 5 gegenübergestellt. Detaillierte Daten sind Tab. 6 zu entnehmen.

Die Berechnungen gelten für ein gelegtes Wehr in Geesthacht. Bei geschlossenem Wehr wären bei hohen Sturmfluten die Scheitel im Hamburger Hafen bis zu 10 cm, oberhalb von Bunthaus um 10 bis 40 cm höher (Berechnungen des dhi [1985] mit 4 Sturmfluten).

Tabelle 6. Berechnungen des dhi und des IfS für die maßgebende Sturmflut

Ort	HThw (1985) m NN		HThw (2085) m NN		empfohlener Bemess.-Wasserst. m NN
	dhi	IfS	dhi	IfS	
Cuxhaven	5,35	5,35	5,65	5,65	5,65
Klotzenloch	5,65		5,95		
Altenbruch	5,53	5,58	5,83	5,89	5,9
Ostemündung	5,67		5,97		6,0
Brunsbüttel	5,92	5,86	6,19	6,14	6,2
Brokdorf	6,07	6,09	6,35	6,38	6,4
Glückstadt	6,22		6,50		6,5
Kollmar	6,37		6,66		6,7
Stadersand	6,50	6,61	6,78	6,91	6,8
Lühe	6,60		6,89		6,9
Hahnöfer Nebelbe	6,68		6,97		7,0
Cranz	6,71		7,00		7,0
Schulau	6,67	6,78	6,96	7,09	7,0
Blankenese	6,75		7,04		7,1
Waltershofer Hafen	6,87		7,17		7,2
Kaiser-Wilhelm-H.	6,91		7,21		7,2
Rosshafen	6,92		7,22		7,3
Reiherstieg-Mitte	6,94		7,24		7,3
Seemannshöft	6,83		7,13		7,2
Reiherstieg-Süd	6,95		7,25		7,3
Dovenfleet	6,95		7,25		7,3
Brandshof	6,96		7,26		7,3
Spreehafen	6,96		7,26		7,3
St. Pauli	6,93	6,97	7,23	7,31	7,3
Baakenhöft	6,96		7,26		7,3
Sperrw. Billw. Bucht	6,99		7,29		7,3
Schöpfstelle	7,03		7,32		7,4
Köhlbrandhöft	6,90		7,19		7,2
Altenwerder	6,97		7,26		7,3
Harburg	7,02		7,31		7,3
Stillhorn	7,07		7,35		7,4
Spadenland	7,08		7,37		7,4
Bunthaus	7,12	7,17	7,41	7,49	7,5
Over	7,20		7,48		7,5
Fliegenberg	7,30		7,58		7,6
oberh. Zollenspieker	7,38	7,37	7,66	7,71	7,7
Drage	7,44		7,72		7,8
Altengamme	7,50		7,78		7,8
Geesthacht		7,51		7,85	7,9

3.2 Zum Wellenauflauf

Die Bestickhöhe oder die Oberkante der Hochwasserschutzanlagen muß die Seegangswirkung (Auflauf an Deichen, Reflexion an Mauern) berücksichtigen. Deswegen darf eine Betrachtung des Wellenaufbaus hier nicht fehlen. Die bisher an der Elbe verwendeten Zuschläge wurden geschätzt oder aus Treibsellagen an alten, steilen, heute z. T. nicht mehr vorhandenen Deichen abgeleitet. Dabei ist keineswegs sicher, daß die obere Grenze des Treibselns auch den höchsten Wellenaufbau dokumentiert. Außerdem wirkt Treibsel seegangsdämpfend. Wenn nach einer Sturmflut das Treibsel entfernt würde, könnten sich Seegang und Auflauf bei einer folgenden höher entwickeln.

Die Arbeitsgruppe ist der Überzeugung, daß man heute in der Lage ist, die Seegangswirkung genauer zu bestimmen. So sollte der *Wellenaufbau* – wie in den Niederlanden – über den Ansatz

$$R_{0,98} = 0,75 \cdot \bar{T} \cdot \sqrt{g \cdot H_{1/3}} \cdot m$$

ermittelt werden (BATTJES, 1971). Dabei sind

\bar{T} = mittl. Wellenperiode in s

$H_{1/3}$ = Höhe der kennzeichnenden Wellen in m

g = Erdbeschleunigung in m/s^2

m = Böschungsneigung 1:n

$R_{0,98}$ ist die Höhe, die von 98 % der auflaufenden Wellen nicht überschritten wird, und entspricht damit weitgehend der Annahme „keine Überströmung der Deiche“, wie sie Niedersachsen und Schleswig-Holstein bisher schon zugrundelegen.

Die Böschungsneigungen an den Elbdeichen im Bereich des Bemessungswasserstandes sind in

Niedersachsen: Cuxhaven bis Nordkehdingen 1:6, oberhalb davon 1:4; oberh. Hamburg 1:3

Schleswig-Holstein: teils 1:5, teils 1:6

Hamburg: oberh. Finkenwerder 1:3; teils 1:2,5

Um Auflauf und Reflexion berechnen zu können, müssen die Seegangparameter \bar{T} und $H_{1/3}$ bekannt sein. Leider jedoch gibt es auf der Elbe so gut wie keine Seegangsmessungen, bei hohen Sturmfluten gar keine. Es liegen nach Messungen von Strom- und Hafenaufbau Hamburg, der Wasser- und Schifffahrtswirtschaft Nord und vom Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig nur wenige Anhaltswerte vor, die – durch Beobachtungen, Film- und Fotoauswertungen ergänzt – für die Bemessungssturmflut Werte entspr. Tab. 7 abschätzen lassen.

Treibselgrenzen-Einmessungen des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Itzehoe (für das rechte Ufer¹), des Wasserwirtschaftsamtes Stade (für das linke²) sowie der Baubehörde Hamburg (für das dortige³) brachten die auf Tab. 8 bis 10 zusammengestellten Höhen. Die vor Nordkehdingen im Vergleich zu den Werten des gegenüberliegenden Ufers sehr geringen Auflaufhöhen sind zu erklären zum einen durch niedrigeren Wasserstand (und damit kleineren Seegang vor dem Deich), zum anderen durch die Lage zur vorherrschenden Windrichtung: Lange Deichabschnitte liegen in Lee.

Der Arbeitsausschuß empfahl dringend ein Seegang- und Wellenaufbaumeßprogramm in der Elbe an etwa 10 Punkten über mehrere Jahre. Dies hatte ein 1988 in Hamburg anlaufendes und ein für die Elbe über das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen geplantes Meßprogramm zur Folge.

¹ nach der Sturmflut vom 3. 1. 1976; teilweise veröffentlicht bei ZITSCHER et al. (1979)

² nach der Sturmflut vom 24. 11. 1981

³ nach der Sturmflut vom 3. 1. 1976; Studie Nr. 65 (1987) des Ref. Hydr. Unterelbe

Tabelle 7. Seegang- und Auflaufdaten

Elbe-km	Ort	Seegang (vorläufig)		Auflauf (vorläufig)
		\bar{T} s	$H_{1/3}$ m	$R_{0,98}$ m
725	Kratzsand	5,0	1,4	
715	Otterndorf	4,5	1,2	1,9
695	Brunsbüttel	4	1,2	1,7
695	Nordkehdingen	3-4	1,0	1,4
690	Scheelenkuhlen	3,5	1,4	1,6
685	Brokdorf	4	1,5	1,9
670	Steindeich	3,0	1,2	1,3
635	Mühlenb. Loch	4	2,0	2,8
630	Finkenwerder (Steendiekkanal)	3-4	1,5	2,5
625	St. Pauli	3-4	1,0	Reflexion
	Altenwerder, Wilhelmsb.-Ost	2-3	0,2	nahe 0(Lee)
620 bis 610	Wilhelmsb.-West, Spadenland, Moorwerder Hauptdeich (Süd)	2-3	0,2	0,8
605 bis 585	oberh. Oortkaten (beidseitig der Elbe für Luvdeiche)	2-3	0,4	1,2

Ungeklärt bleiben zunächst Detailfragen nach Seegangsrichtung, Mach-Reflexionen an Deichen und realistischen Formeln für die Berechnung der Reflexion an Schutzmauern in Hamburg.

Tabelle 8. Treibsellagen am rechten Ufer

Elbe-km	Ort	Vorland		HThw 3. 1. 76 m NN	Treibselgrenze über HThw bis m
		Höhe m NN	Breite m		
720	Dieksanderkoog	1,5	1500	5,3	2,4
695	Brunsbüttel	1,4	100 bis 600	5,4	1,2
690	St. Margarethen	2,2	10 bis 600	5,5	1,3
688	Scheelenkuhlen	2,1	30 bis 50	5,6	1,8
686	Gr. Arentsee	2,2	50 bis 120	5,6	2,0
684	Brokdorf	2,0 bis 2,3	10 bis 120	5,7	2,0
682	Hollerwettern	1,1 bis 2,1	15 bis 30	5,7	1,8
675	Glückstadt	1,7 bis 2,2	30 bis 550	5,8	2,0
670	Bielenberg	2,5	100 bis 750	5,9	1,3
667	Kollmar	2,0 bis 2,5	40 bis 100	5,9	1,5
663	Krückaumündung	2,2	350 bis 400	5,9	1,6
659	Pinnaumündung	1,7	50 bis 700	6,0	0,9
656	Hohenhorst	1,7 bis 2,2	300 bis 500	6,0	1,3
653 bis	Haseldorf-	1,6 bis 2,5	400 bis	6,1 bis	0,4 ¹⁾
648	Hetlingen		3300	6,2	
640	Schulau			6,3	0,4

¹ an der alten Deichlinie gemessen

Tabelle 9. Treibsellagen am linken Ufer

Elbe-km	Ort	Vorland		HThw 24. 11. 81 m NN	Treibselgrenze*) über HThw m
		Höhe m NN	Breite m		
705	Ostesperwerk		0	4,8	0,4
703	Hullen		500	4,8	1,1
697	Balje	1,0 bis 2,0	200	4,8	0,7
693	Wechtern		200	4,9	0,9
690	Stellenfleth		300	4,9	0,8
683	Freiburg		200	4,9	0,8
680	Allwörden		1000	4,9	0,1

Tabelle 10. Treibsellagen in Hamburg

Deich-km	Ort	Treibselgrenze über HThw m
IV	0 bis 8	Alten-, Neuengamme
	8 bis 18	Riepenburg, Kirchwerder, Howe, Warwisch
	18 bis 20	Overwerder
	20 bis 23	Overhaken, Gauert
	23 bis 30	Spadenland, Ruschort
III	30 bis 34	Moorfleet, Kaltehofe
II	7 bis 17	Kreetsand,
	17 bis 23,8	Moorwerder, Stillhorn, Finkenriek Reiherstieg
I	0 bis 5	Fünfhausen, Schweinssand, Neuland
	11,8 bis 23,6	Altenwerder, Aue
	23,6 bis 25,5	Neß (Hauptdeich)

4. Diskussion alternativer Bemessungsansätze

4.1 Zu den astronomischen Einflüssen

Die Anziehungskräfte der Gestirne und die Drehbewegung der Erde führen etwa alle 2 Wochen zu Springtiden mit besonders niedrigen Tnw und besonders hohen Thw. Dabei erreichen pro Monat etwa 5 Tiden eine Höhe von 30 cm unter MTnw bzw. über MThw; Einzelwerte sind größer, aber sehr selten. Nach Aussagen des DEUTSCHEN HYDROGRAPHISCHEN INSTITUTS sollen für Cuxhaven maximale Thw-Erhöhungen von 60 cm durch astronomische Einflüsse möglich sein.

Für 1984/86, also rd. 2100 Tiden, lagen aber die höchsten berechneten Thw weniger als 50 cm über dem MThw und traten im Sommer auf. Die Tnw-Erniedrigungen können

* oberer Rand der bis zu 10 m breiten Treibselage

offenbar etwas größer werden. Aus den DHI-Berechnungen leitet die Arbeitsgruppe folgende Hinweise ab:

Ort	SpThw cm über MThw	SpTnw cm unter MTnw
Cuxhaven	30	25
Hbg.-St. Pauli	25	8

Eine Untersuchung der Spring- und Nippscheitel in Hamburg von 1941 bis 1980 ergab für die heutigen Verhältnisse: MSpThw rd. 15 cm über MThw, MSpTnw rd. 5 cm unter MTnw (SIEFERT, 1982, S. 22).

Es sei darauf hingewiesen, daß die Spring-Änderungen in den Windstaukurven enthalten sind und diese Ausführungen lediglich zur Erläuterung des Kap. 2.1 dienen sollen.

4.2 Zu Fernwellen

Es gibt keine vollständigen Fernwellen-Erfassungen, da die Registrierungen an der englischen Ostküste, wo die Wellen bei ihrem Lauf vom Atlantik in die Deutsche Bucht identifiziert werden müssen, im Sommerhalbjahr unterbrochen werden. Die Ergebnisse des älteren Schrifttums (um 1960) sind heute z. T. umstritten. KOOPMANN (1962) ermittelte für Fernwellen von 1949 bis 1962

- Höhen zwischen 0,3 und 1,7 m
- Perioden zwischen 7 und 24 h*
- Scheitel zu 90 % um MTnw eintretend

Auch die Fernwellen sind in den Windstaukurven enthalten (Kap. 2.1.2).

4.3 Überlagerung von Höchstwerten

Die Arbeitsgruppe hält es für notwendig, Erläuterungen zu einem bisweiligen vorgeschlagenen Bemessungsverfahren zu geben, das die einfache Addition von Höchstwerten vorsieht, also

- höchstes MThw
- + höchste berechnete Springerhöhung (60 cm)
- + höchster gemessener Windstau um MThw (375 cm)
- + höchste gemessene Fernwelle (170 cm)
- + höchster denkbarer säkularer Anstieg (?)
- + höchster Oberwasserzufluß

Das Ergebnis liegt für Cuxhaven mindestens 2 m höher als dasjenige nach dem von der Arbeitsgruppe vorgeschlagenen Verfahren aus der Überlagerung

* Daraus folgt Fernwellen-Einfluß um MThw *und* um MTnw, was für die Umrechnung des MTnw-Staus auf den MThw-Stau in Kap. 2.1.2 von Bedeutung ist

- aktuelle mittlere Tidekurve
- + Windstaukurve als höchste bisher gemessene bzw. beschickte, die Fernwellen- und astronomische Einflüsse enthält
- + säkularer Anstieg entspr. bisherigen Messungen
- + $Q_0 = 2200 \text{ m}^3/\text{s}$

Der Weg der einfachen Addition von Höchstwerten gibt zu Zweifeln Anlaß:

- Es ist nicht nachzuweisen, daß die Gefälleverhältnisse von Tide und Stau in der Deutschen Bucht eine solche Addition gestatten. So ist z.B. nicht davon auszugehen, daß eine Fernwelle von rd. 1,7 m Höhe überhaupt bei Windstau über 2 m auftritt.
- Es gibt Wechselwirkungen zwischen Springerhöhung, Windstau und Fernwelle, die nicht unberücksichtigt bleiben dürfen. Deshalb ist eine Addition nicht zulässig.

4.4 Zur Eintrittswahrscheinlichkeit der maßgebenden Sturmflut

Der Vorschlag der Arbeitsgruppe entspr. Kap. 1 und 2 basiert nicht auf Eintrittswahrscheinlichkeiten von Scheitelwerten. Da in den Nachbarländern der Bundesrepublik aber vielfach damit gearbeitet wird, folgen einige Erläuterungen zur Eintrittswahrscheinlichkeit der Scheitelhöhe der maßgebenden Sturmflut.

In einer umfangreichen Arbeit werden Anpassungsfunktionen für verschiedene Sturmflut-Zeitreihen an 10 Küstenpegeln getestet (JENSEN, 1985). Die dabei als beste identifizierte mit dem Jenkinson-Parameter $J = -\ln \ln (1/P)$ liefert für die maßgebende Sturmflut in *Cuxhaven* mit

HThw (1985) = 5,35 m NN¹ mit der mittl. Tidekurve 1976/85

HThw (2085) = 5,65 m NN unter Einrechnung der säkularen Veränderungen² folgende Wiederkehrperioden³ auf der Basis von zwei untersuchten Zeitreihen:

Scheitelhöhe Cux m NN	Wiederkehrperiode in Jahren aus Zeitraum	
	1855/1983	1934/83
5,35 für 1985	150	(100)
5,65 für 1985	(300)	(200)
5,65 für 2085	150	(100)

Die Vertrauensbereiche liegen bei rd. ± 10 cm. Die eingeklammerten Werte gehen über das 1,5fache des Untersuchungszeitraumes hinaus und sind daher unsicher. Im übrigen ist das Ergebnis wie folgt zu interpretieren:

Die Anpassungsfunktion für die Sturmfluten der letzten rd. 130 Jahre liefert für den Scheitel der maßgebenden Sturmtidekurve in Cuxhaven für den *heutigen* Zustand eine Wiederkehrperiode von 150 Jahren. Verkürzt man die Zeitreihe auf die letzten 50 Jahre, um den stärkeren Anstieg seit 1950 besser zu berücksichtigen, so verkürzt sich diese Periode auf 100 Jahre. Dieser Wert scheint der Arbeitsgruppe realistisch.

Dieselben Wiederkehrperioden werden in *100 Jahren* für die HThw (2085) gelten, wenn sich die mittlere Tide wie auf Abb. 3 verändert haben wird. Heute hat ein solches Hochwasser

¹ 1,50 m NN + 3,85 m nach Kap. 2.1

² 0,30 m MThw-Erhöhung nach Kap. 2.1.3

³ dieser Ausdruck wird heute häufig für die statistische Wahrscheinlichkeit verwendet

allerdings Wiederkehrperioden von rd. 300 bzw. 200 Jahren mit den o. g. Einschränkungen. Durch die Wahl des Q_0 mit $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ wird für einen gleichzeitigen Eintritt von Bemessungsstau und Q_0 oberhalb von Glückstadt für das HThw eine statistisch höhere Sicherheit erreicht.

Ferner wird auf die Interpretation des statistischen Parameters „Wiederkehrperiode“ aufmerksam gemacht: Abb. 5 zeigt, daß das Risiko für den tatsächlichen Eintritt eines Ereignisses mit der Wiederkehrperiode 100 Jahre innerhalb der ersten 100 Jahre 63 % beträgt, die Sicherheit gegen den Eintritt also noch 37 %. Erst nach rd. 500 Jahren wird das gen. Ereignis wahrscheinlich einmal eingetreten sein. Es kann in naher Zukunft sein; andererseits braucht man nicht davon auszugehen, daß eine Sturmflut mit HThw (1985) in Cuxhaven innerhalb des nächsten Jahrhunderts überhaupt auftritt, auch wenn es die Wiederkehrperiode 100 Jahre hat.

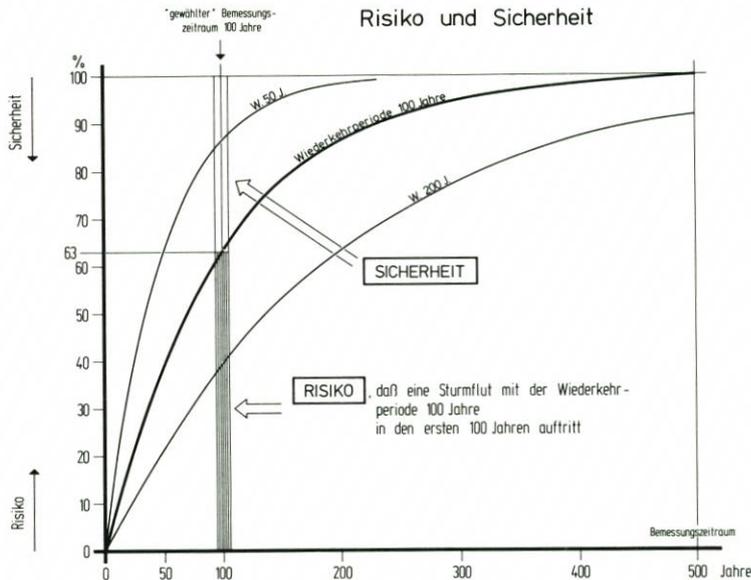


Abb. 5: Risiko und Sicherheit bei statistischen Aussagen

Es muß darauf hingewiesen werden, daß die rechnerischen Wiederkehrperioden zwar sehr lang sind, dennoch auf Überprüfungen der Tideentwicklung im Abstand von 20 bis 25 Jahren nicht verzichtet werden darf, wenn HThw (2085) nicht gar vorher überschritten wird. Darauf ist auch in Kap. 2.1 in anderem Zusammenhang hingewiesen worden. Ergänzend sei erwähnt, daß die auf der Basis der Daten bis 1983 gegebenen Ergebnisse auch für die Daten bis 1985 gelten.

4.5 Zu Sicherheitszuschlägen

Die bisherigen Verfahren zur Bemessung der Hochwasserschutzanlagen weisen z.T. nicht genau definierte Sicherheitszuschläge aus (Tab. 1). Bei dem hier vorgeschlagenen Verfahren mit einer Bemessungssturmflut sind derartige Zuschläge nicht mehr erforderlich, weil die mit den Zuschlägen abgedeckten Einflüsse mit ausreichenden Sicherheiten darin enthalten sind. Zum Bemessungswasserstand entspr. der Definition in Kap. 1 muß lediglich

ein Wert aus dem örtlich sehr verschiedenen Seegangseinfluß addiert werden, um die Höhe der Hochwasserschutzanlagen zu erhalten. Brandungsstau ist in der Elbe nicht zu erwarten.

Der KÜSTENAUSSCHUß NORD- UND OSTSEE (1962) schlägt vor, bei konzentriertem Gefährdungspotential an Menschen und Sachwerten – wie etwa in Hamburg – zur Festlegung der Sollhöhe der Hochwasserschutzanlagen einen Zuschlag zu berücksichtigen.

5. Schriftenverzeichnis

- ABBOTT, M. B., RODENHUIS, G. S. u. VERWEY, A.: System 11, „SIVA“, a design system for rivers and estuaries. IAHR-Kongreß-Bangkok, 1973.
- BATTJES, J. A.: Run-up distributions of waves breaking on slopes. J. of Waterways, Harbours and Coastal Eng. Div., ASCE, WWI, 1971.
- DÄN. HYDR. INST.: Hamburger Hafen – Mittelhohe, synthetische und hohe Sturmfluten. Unveröff. Bericht, Horsholm, 1983.
- DÄN. HYDR. INST.: Hamburger Hafen – Empfindlichkeit der Elbemodelle. Unveröff. Bericht, Horsholm, 1985.
- FREISTADT, H.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 in Hamburg. Die Küste, H. 1, Jg. 10, 1962.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
- ING.-KOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 83, 1984.
- JENSEN, J.: Unterlagen, die im Rahmen der Dissertation entstanden (Braunschweig, 1985).
- KOOPMANN, G.: Wasserstandserhöhungen in der Deutschen Bucht durch Schwingungen und Schwall. Dt. Hydr. Z., H. 5, 1962.
- KÜSTENAUSSCHUß NORD- UND OSTSEE: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, H. 1, 1962.
- NASNER, H. u. PARTENSKY, H.-W.: Modellversuche für die Tideelbe. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 45, 1977.
- PLATE, E. J.: Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- SIEFERT, W.: Die Sturmflut von 1825 in der Elbe. Hamb. Küstenf., H. 5, 1969.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W. u. CHRISTIANSEN, H.: Entwicklung und Stand der Sturmflutvorhersagen des Hamburger Sturmflutwarndienstes. Hamb. Küstenf., H. 42, 1983.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- STROM- UND HAFENBAU, REF. HYDROL. UNTERELBE: Sturmfluten von 1901 bis 1984 vor der südlichen Nordseeküste und in Hamburg. Hamb. Küstenf., H. 44, 1985.
- THEUNERT, F. u. ZIELKE, W.: Bericht über das Forschungsvorhaben Tidedynamik in Ästuarien und ihre Veränderung durch bauliche Maßnahmen. Inst. für Strömungsmech., Hannover, 1983.
- ZITSCHER, F.-F., SCHERENBERG, R. u. CAROW, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 33, 1979.

Einfluß von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Höhe hoher Sturmfluten

von Winfried Siefert und Karsten Havnoe

Zusammenfassung

Der Bericht behandelt den Einfluß der von 1950 bis 1980 vorgenommenen Eingriffe in und an der Elbe auf den Ablauf hoher Sturmfluten. Neue Basis bei diesen Untersuchungen sind die Ergebnisse aus numerischen Elbomodellen, die im Dänischen Hydraulischen Institut entwickelt wurden.

Die Auswirkungen einzelner Maßnahmen werden der Größenordnung nach angegeben, wobei sie den Ergebnissen aus früher verwendeten Modellen gegenübergestellt werden (Kap. 3 sowie Abb. 7 bis 9 und 12 bis 24). Schließlich wird die gemeinsame Wirkung aller untersuchten Maßnahmen präsentiert.

Die somit heute möglichen Aussagen gehen hinsichtlich der Scheitelhöhen hoher Sturmfluten aus Tab. 4 hervor. Es ist erwiesen, daß hohe Sturmfluten in der Elbe generell erhöht wurden, und zwar bei Brokdorf um 2,5 bis 4 dm, bei Kollmar um 3 bis 4,5 dm, bei Stadersand um 3,5 bis 5 dm, im Hamburger Hafengebiet um 5 bis 6 dm und bei Zollenspieker um 6,5 bis 9 dm. Diese Beträge sind wesentlich größer als noch vor wenigen Jahren vermutet.

Summary

This report deals with the influence of construction measures between 1950 and 1980 in the Elbe estuary and along its banks on the behaviour of high storm surges. Basic investigations were carried out with the Danish Hydraulic Institute's numerical Elbe models.

The effects of man-made changes are given in their order of magnitude, and they are compared with results from earlier models (Chap. 3 and Fig. 7 to 9 and 12 to 24). Finally the overall influence from all of the changes is presented.

The actual knowledge concerning peak heights of high storm surges is given in Table 4. It is indicated that these heights have generally increased by 2.5 to 4 dm at Brokdorf (see Fig. 1), by 3 to 4.5 dm at Kollmar, by 3.5 to 5 dm at Stadersand, by 5 to 6 dm in the Hamburg area, and by 6.5 to 9 dm at Zollenspieker. These amounts are much higher than had been stated some years ago.

Inhalt

1. Früher zur Sturmflutsimulation in der Elbe verwendete Modelle.	54
2. Zu den Modellen des Dänischen Hydraulischen Instituts (dhi).	55
2.1 Grundlagen.	55
2.2 Modellfamilie	58
2.3 Kalibrierung und Verifizierung	61
3. Einfluß einzelner Maßnahmen	64
3.1 Staustufe Geesthacht.	64
3.2 Absperrung von Nebenflüssen	66
3.3 Vordeichungen von Geesthacht bis zur Billwerder Bucht	71
3.4 Neue Deichlinie von Harburg bis zur Este mit Absperrung der Alten Süderelbe	74
3.5 Eindeichungen des Hahnöfer Sandes und vor den Schwinge-, Pinnau- und Krückaumündungen	76
3.6 Eindeichung der Haseldorfer Marsch	78
3.7 Eindeichung des Krautsandes	80

3.8 Eindeichung Nordkehdingens	83
3.9 Fahrwasservertiefungen	84
4. Gemeinsame Wirkung aller untersuchten Maßnahmen von 1950 bis 1980	88
4.1 Ergebnisse	88
4.2 Statistische Analysen und Genauigkeiten	98
5. Nicht untersuchte Eingriffe	99
6. Schriftenverzeichnis	100

Vorwort der Länderarbeitsgruppe¹

Schon bald nach Veröffentlichung des Berichtes des LENKUNGS-AUSSCHUSSES STURMFLUTEN ELBE (1983) gaben die Erkenntnisse, die die Freie und Hansestadt Hamburg durch neue Sturmflutuntersuchungen nach modernsten Methoden gewonnen hatte, Anlaß, die Ergebnisse des Ausschusses kritisch zu bewerten. Schließlich kam auch die Länderarbeitsgruppe bei ihrer Tätigkeit zur Bestimmung einer Bemessungssturmflut für die Elbe zu dem Schluß, daß einige frühere Ergebnisse der Berichtigung bedurften. Dies stellte sich bei Verwendung der Aussagen aus den Modellrechnungen des Dänischen Hydraulischen Instituts als relativ einfach machbar heraus. Die Hauptaussage besteht nach umfangreichen Modellrechnungen für hohe Sturmfluten in der Elbe, nach Prüfung der Verlässlichkeit einzelner Aussagen und nach paralleler Analyse der eingetretenen Sturmfluten darin, daß

die Höhe hoher Sturmfluten bei Hamburg-St. Pauli von etwa 1950 bis etwa 1980 aufgrund von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe um 5 bis 6 dm angestiegen ist.

Demgegenüber hatte die Hamburger „UNABHÄNGIGE KOMMISSION STURMFLUTEN“ noch 1974 festgestellt², daß

„die nach 1962 an und in der Tideelbe ausgeführten oder noch in der Planung befindlichen Hochwasserschutzanlagen, Strombauten, Fahrwasservertiefungen, Eindeichungen, Absperrungen und Begradigungen nach ihrer Fertigstellung insgesamt eine Erhöhung der Sturmflutscheitelwerte in Hamburg in der Größenordnung bis zu einem Dezimeter hervorbringen können.“

Auch 1976 führte diese Kommission noch aus*:

„Die Ergebnisse der wissenschaftlichen Untersuchungen aus Anlaß der Sturmfluten im Herbst 1973 haben sich vollauf bestätigt. So haben auch 1976 die in der Elbe und im Gebiet der Freien und Hansestadt Hamburg nach 1962 ausgeführten Hochwasserschutzbauten keine nennenswerte Erhöhung der Sturmflutscheitel in Hamburg bewirkt.“

Der LENKUNGS-AUSSCHUSS STURMFLUTEN ELBE (1983) hat den aufgekommenen Zweifeln nicht genügend Raum gegeben, auch wenn er in seinem Vorwort u. a. schreibt:

¹ Die Länderarbeitsgruppe, deren eigentliche Arbeit in der Bestimmung einer Bemessungssturmflut für die Elbe bestand (siehe den entsprechenden Bericht in diesem Heft), wird gebildet von den Herren

MR KRAUSE, Niedersächsisches Umweltministerium, Hannover

BD KROKER, Baubehörde, Hamburg

RBD PROBST, Amt für Land- und Wasserwirtschaft, Itzehoe

MR SCHERENBERG, Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Forsten und Fischerei, Kiel

Prof. Dr.-Ing. SIEFERT, Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft, Hamburg (Obmann)

² Grundlagen waren die Modellversuche im FRANZIUS-INSTITUT der Universität Hannover sowie in der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (BAW) in Hamburg sowie (für den Lenkungsausschuß) die Modellrechnungen von SÜNDERMANN und ZIELKE (1983).

„Die schweren Sturmfluten im Januar 1976 haben vor allem im Elbegebiet große Schäden angerichtet und in der Öffentlichkeit erneut Diskussionen über die Wirkungen derjenigen Baumaßnahmen aufkommen lassen, die nach 1962 durchgeführt, geplant und in Erwägung gezogen worden sind. Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) hat daher beschlossen, daß der Bund und die Länder Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Hamburg gemeinsam Untersuchungen über Sturmfluten in der Unterelbe ausführen lassen.

Die Untersuchungen sollten in hydraulischen und parallel dazu in mathematischen Modellen durchgeführt werden. Dabei waren auch die Ergebnisse früherer hydraulischer Modellversuche mit zu erörtern. Außerdem sollten praktische Möglichkeiten wie Polder und Sperrwerke zur Verminderung der Sturmfluthöhen erfaßt werden.

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

Über die Wirkung der Eindeichungen heißt es dann u. a.:

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

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

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

Gesamtwirkung aller Eindeichungen: Nach Wertung aller hydraulischen Modellversuche ist beim heutigen Zustand in der Elbe für eine Sturmflut, wie sie am 03. 01. 1976 abgelaufen ist, nach Fertigstellung aller untersuchten Deichbaumaßnahmen mit einer Erhöhung um rd. 1 dm für die Scheitelwerte in Hamburg zu rechnen.

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

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

Der Unterschied zur heutigen Aussage „Erhöhung in Hamburg um 5 bis 6 dm“ erklärt sich bei näherer Betrachtung außerdem dadurch, daß letzterer Betrag die Auswirkungen aller in Kap. 3 behandelten Maßnahmen enthält, der Bericht des Lenkungsausschusses dagegen nur (die) vier (von dem Ausschuß untersuchten bzw. für maßgebend erachteten):*

1. Gesamtwirkung „aller“ Eindeichungen nach dem Verständnis des LENKUNGS-AUSSCHUSSES (1983) auf der Basis

- | | |
|------------------------------------|------------|
| 1.a) hydraulischer Modellversuche | + rd. 1 dm |
| 1.b) eines mathematischen Modelles | ± rd. 0 dm |

* Die Vergleichszahlen gelten für Hamburg (-St. Pauli).

1.c) Addition der Auswirkungen derselben Maßnahmen

aus dem dhi-Modell:

$$-0,5 + (0 \text{ bis } 1) + 0,5 + 0,5 \text{ dm} = + 0,5 \text{ bis } 1,5 \text{ dm}$$

2. Auswirkungen aller tatsächlich vorgenommenen

Eindeichungen aus dem dhi-Modell: + 3,5 bis 5 dm

Der Mangel des Ausschußberichtes besteht also darin, nicht alle Eindeichungen in ihrer Wirkung erneut beleuchtet bzw. die Einschränkungen nicht genügend verdeutlicht zu haben. Ein Grund dafür ist, daß die herangezogenen Modelle dies gar nicht zuließen, vor allem auch die Fahrwasservertiefungen in der Elbe.

Die folgende Arbeit mit den neuen, auf ausreichend abgesicherten Grundlagen basierenden Erkenntnissen soll dazu dienen, die Auswirkungen der Baumaßnahmen in und an der Tideelbe zu erläutern.

1. Früher zur Sturmflutsimulation in der Elbe verwendete Modelle

Die Simulation von Sturmfluten in Modellen ist ein Vorgang, der durch die astronomische Tide, den Windstau an der Mündung, den lokalen Wind und den Oberwasserzufluß bestimmt wird. Die Simulationsgenauigkeit steigt mit der Genauigkeit der Reproduktion der Topographie, mit der Wahl der Modellgrenzen, dem Windansatz, der Eingabe der Randwerte und dem Kalibrierspektrum, d. h. der Anzahl und der Varianz der zum Einspielen verwendeten Ereignisse. Auf die Schwierigkeiten, die bei den einzelnen Modellen auftraten, ist stets nur sehr zurückhaltend hingewiesen worden.

Nach 1960 wurden für Sturmflutanalysen in der Elbe (Abb. 1) folgende Modelle verwendet:

- Physikalisches Modell des FRANZIUS-INSTITUTS der Universität Hannover von Stiepelse (Strom-km 545) bis zum Buchtloch (Strom-km 730) mit einem Breitenmaßstab 1:500 und einem Höhenmaßstab 1:100. Es wurde von 1962 bis 1969 betrieben. Es stellte etwa den Zustand von 1960 dar und wurde mit einer Tide von 1943 gesteuert. Lokaler Wind blieb unberücksichtigt.
- Physikalisches Modell der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU. Das Modell erstreckt sich von Strom-km 552 (Blecke) bis km 755 (rd. 9 km seewärts der Insel Scharhörn). Der Breitenmaßstab beträgt 1:500, der Tiefenmaßstab 1:100, wie im Modell des FRANZIUS-INSTITUTS. Die Topographie entspricht weitgehend dem Zustand von 1971 mit eingebauter Fahrrinne auf 13,5 m Tiefe. Die Oberelbe ist bis Geesthacht generalisiert, oberhalb davon stilisiert wiedergegeben. Lokaler Wind bleibt unberücksichtigt.
- Hydrodynamisch-numerisches Modell von HANSEN. Das Modell war eindimensional mit Gitterpunktabständen von 6 bis 33 km, berücksichtigte aber bereits den Wind über der Elbe.
- Hydrodynamisch-numerisches Modell von SÜNDERMANN und ZIELKE. Am LEHRSTUHL FÜR STRÖMUNGMECHANIK der Universität Hannover wurde ein zweidimensionales Modell von Helgoland bis Hamburg (Bunthaus) mit eindimensionaler Ergänzung bis Neu Darchau entwickelt. Die Topographie in der Deutschen Bucht entspricht dem Stand von 1978, in der Unterelbe demjenigen von 1974/76, in der Oberelbe demjenigen von 1951. Der Wind wird berücksichtigt.
- Hydrodynamisch-numerisches Modell von THEUNERT und ZIELKE. Ebenfalls am LEHRSTUHL FÜR STRÖMUNGMECHANIK der Universität Hannover wurde ein zweidimensionales

Finite-Elemente-Modell der Unterelbe von Cuxhaven bis Blankenese im Zustand von etwa 1975 und eindimensionaler Fortsetzung wie oben erstellt. Der Wind wird ebenfalls eingerechnet.

2. Zu den Modellen des Dänischen Hydraulischen Instituts (dhi)

2.1 Grundlagen

Mit dem im dhi entwickelten System 11 kann man ein eindimensionales Modell eines einschichtigen, vertikal homogenen Gebietes eines Gewässers erstellen, und es eignet sich besonders zur Anwendung auf Flüsse, Kanäle und Fjorde. Hier wird das hydrodynamische Modell S11HD, das den örtlichen und zeitlichen Verlauf der Wasserstände und der Durchflußmengen in einem willkürlichen Kanalnetz berechnet, verwendet. Hinzu kommen diverse EDV-Programme zur graphischen und statistischen Behandlung der Datenausgaben. Detailliertere Beschreibungen des gesamten Komplexes können einer vorgesehenen umfangreicheren Veröffentlichung entnommen werden*.

Das hydrodynamische Modell löst die Grundgleichungen (die instationären Impuls- und Kontinuitätsgleichungen der eindimensionalen Gerinneströmungen von SAINT VENANT) auf einem Netz, dessen Punkte beliebig festgelegt werden können und dessen Ergebnisse sich automatisch verändern, ob nun die Ufer überschwemmt sind oder trocken liegen. Ein hochentwickeltes implizites Differenzenverfahren wird verwendet.

Das Berechnungsnetz besteht aus alternierenden h- und Q-Punkten, wo die Wasserstände (h) bzw. die Durchflußmengen (Q) berechnet werden. Der Endpunkt einer Flußstrecke kann ein geschlossener Rand ($Q = 0$), ein offener Rand oder ein Knotenpunkt sein. An einem offenen Rand, der Verbindung zu anderen Gewässern hat, werden entweder ein h-Punkt oder ein Q-Punkt angebracht. Im ersten Fall werden bekannte Wasserstandsschwankungen als Randwerte verwendet, im zweiten entweder bekannte Variationen der Durchflußmengen oder eine Relation zwischen Durchflußmenge und Wasserstand.

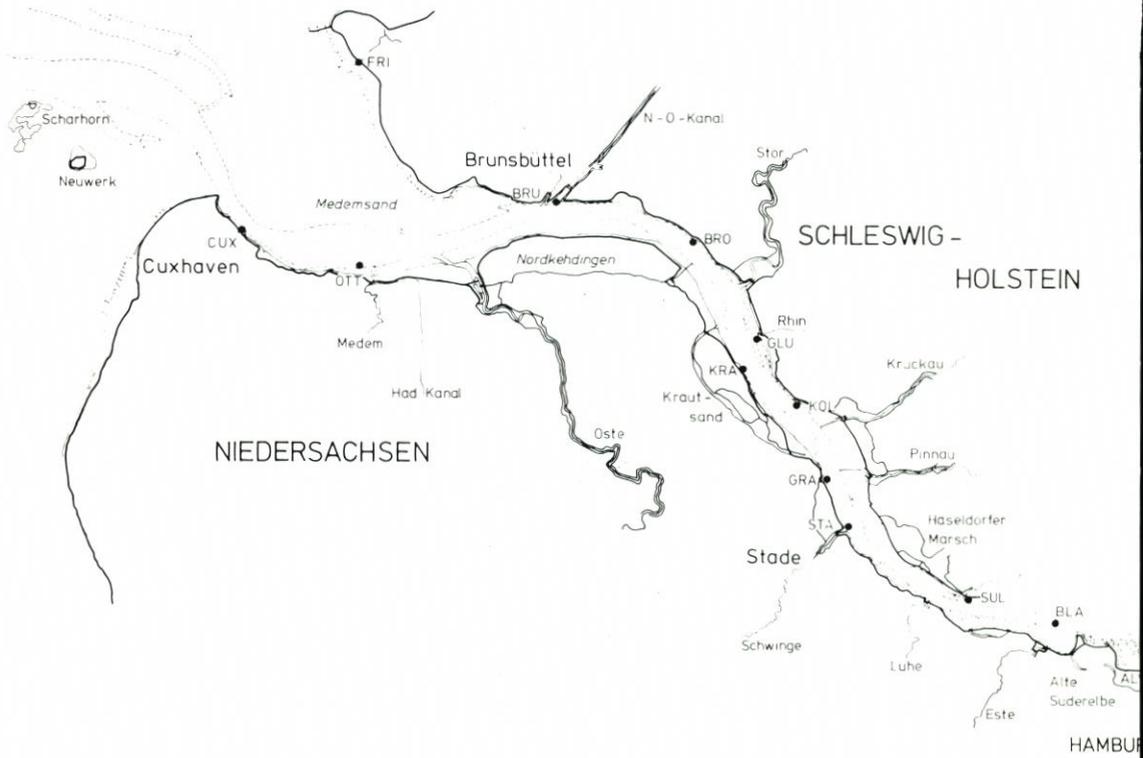
In den Knotenpunkten werden drei Zweige in einem Punkt gesammelt; die Grundgleichungen können dann nicht unmittelbar verwendet werden. Statt dessen wird die Kontinuitätsgleichung mit einer Energiebilanz-Bedingung angesetzt.

Bei Schematisierungen einer komplizierten Topographie ist es nicht möglich, alle Nebenflüsse, Hafenbecken und Buchten mit dem Berechnungsnetz zu erfassen. Um eine genaue Beschreibung zu erreichen, werden solche Gebiete als Mehrspeicherkapazität mitgeführt und an die nächstliegenden Berechnungspunkte geknüpft. Nebenrinnen und Niederschlag können in den einzelnen Berechnungspunkten angebunden werden.

Das Modell ist so generell aufgebaut, daß bei geringer Änderung der Eingabewerte neue Zweige und Knotenpunkte oder veränderte Wassertiefenverhältnisse in die Modellgeometrie eingeführt werden können.

Für die Windreibung wird ein Ansatz unter Berücksichtigung der Windgeschwindigkeit und der örtlichen topographischen Einflüsse verwendet. Nach Vergleichen für den Nov. 1977 wurde davon ausgegangen, daß die Windgeschwindigkeit in Hamburg bei mittelhohen Sturmfluten nur etwa halb so groß wie vor der Küste ist. Daraus geht eine Abnahme des Windreibungskoeffizienten hervor. So wurde für alle Sturmfluten mit dem vollen Wert bei Cuxhaven und mit linear auf 20 % bis Hamburg abnehmenden Werten über der Unterelbe gerechnet.

*Noch für 1989 für das Jahrb. der Hafenbautechn. Ges. geplant.



Die Elbe

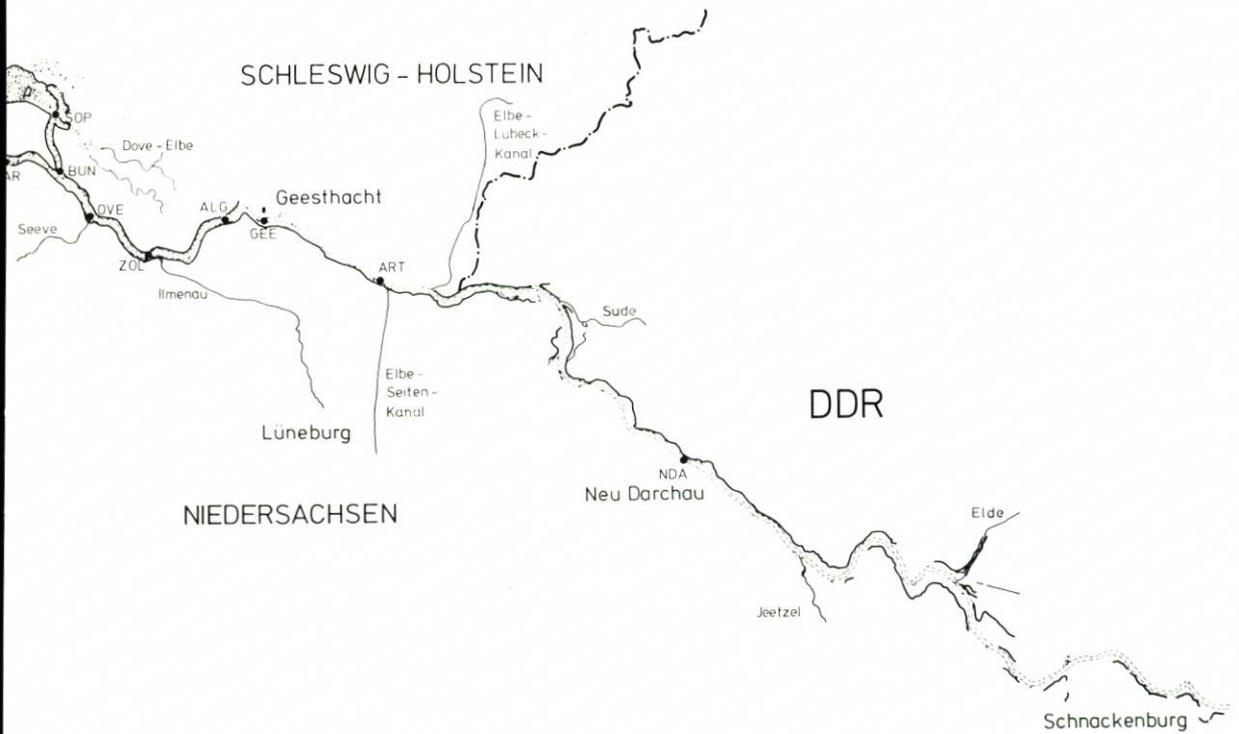
von Schnackenburg bis zur See
mit Nebenflüssen, Deichen und Pegelstandorten



Abb. 1: Übersichtsplan der Elbe

Abkürzungen für die
Pegelstandorte

CUX	Cuxhaven	GRA	Grauerort	BUN	Bunthaus
FRI	Friedrichskoog	STA	Stadersand	OVE	Over
OTT	Otterndorf	SUL	Schulau	ZOL	Zollenspieker
BRU	Brunsbüttel	BLA	Blankenese	ALG	Altengamme
BRO	Brokdorf	STP	Hbg.-St. Pauli	GEE	Geesthacht
GLU	Glückstadt	SOP	Schöpfstelle	ART	Artlenburg
KRA	Krautsand	ALW	Altenwerder	NDA	Neu Darchau
KOL	Kollmar	HAR	Harburg		



2.2 Modellfamilie

Im Laufe 10jähriger Untersuchungen wurde das zunächst erstellte Modell der Elbe von Brunsbüttel bis nach Cuxhaven und darüber hinaus sowie von Geesthacht bis nach Neu Darchau erweitert (Abb. 1). Mit zunehmender Intensivierung der Sturmflutanalysen und ständiger Verwendung bei aktuellen planerischen Fragen entstand Bedarf an einer regelrechten Modellfamilie. Sie umfaßt inzwischen vier Mitglieder:

„Urmmodell“ 1977

Dieses Modell beschreibt den Zustand der Unterelbe von 1977, also nach Abschluß der Fahrwasservertiefung auf 13,5 m und aller großen Eindeichungsmaßnahmen. Die Elbe oberhalb Hamburgs wurde nach Kartenmaterial aus den Jahren 1976/77 berechnet, die Strömungen im Stromspaltungsgebiet wurden nach Messungen aus 1977, 1979 und 1982 kalibriert, die Tidewasserstände nach der mittleren Tide des Jahres 1979.

Das Modell wurde anfangs häufig vereinfachend mit „Zustand 1980“ charakterisiert. Abb. 2 zeigt beispielhaft die numerische Bearbeitung des Hamburger Stromspaltungsgebietes.

Modell 1950

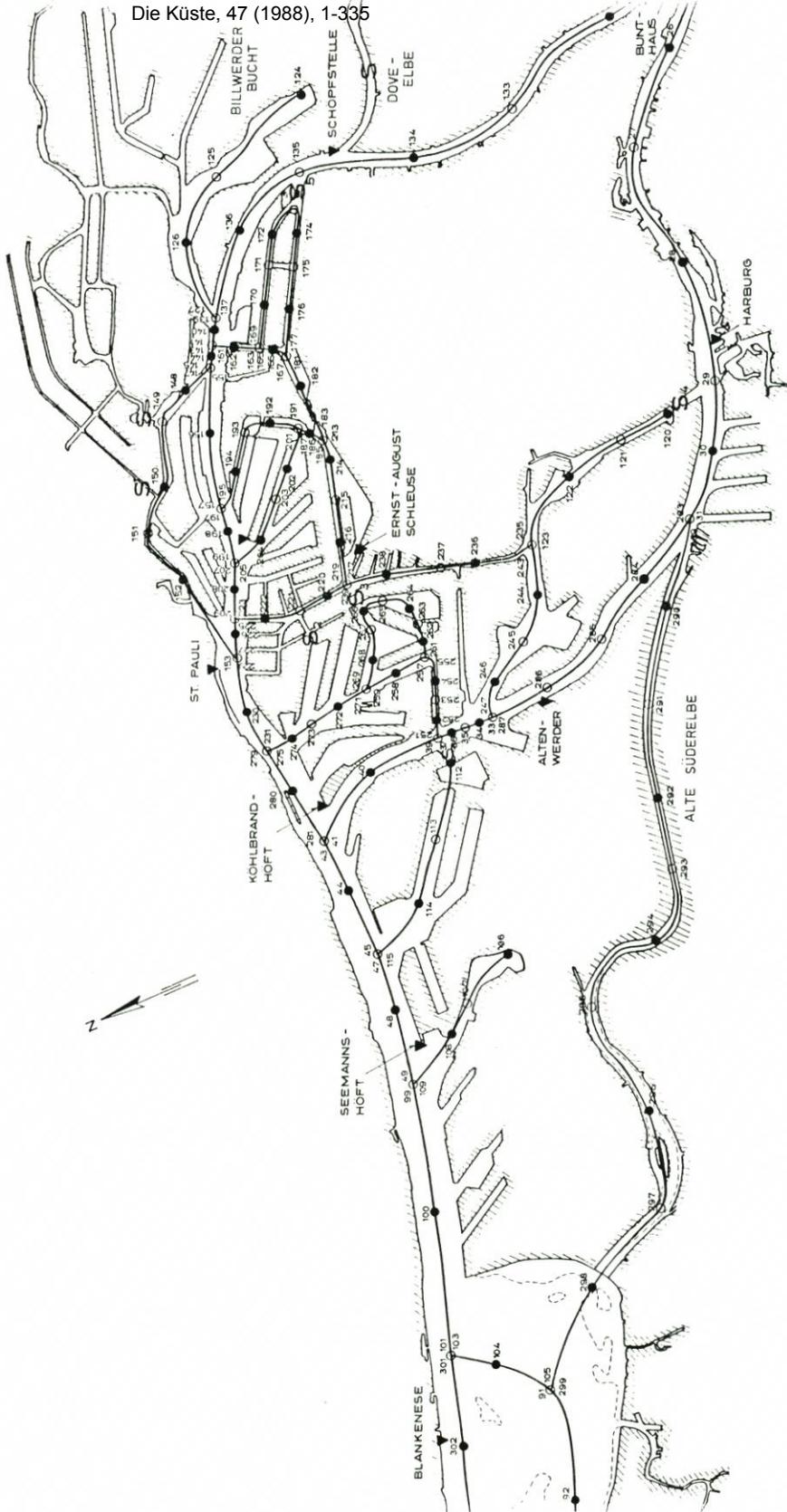
Es wurde ein mathematisch-hydraulisches Modell der Tideelbe von Neu Darchau bis Brunsbüttel für 1950 aufgestellt. Die Topographie wurde so gut, wie das zugängliche Material (Seekarten und Peilpläne) es zuließ, reproduziert. Bei Geesthacht ist die Elbe offen; Billwerder Bucht und Alte Süderelbe sind nicht, die Dove Elbe ist dagegen bei Tatenberg abgesperrt (Abb. 2).*

Berechnungen der Wasserstandsverhältnisse im Verlaufe einer gewählten 10-Tage-Periode des Jahres 1950 haben gezeigt, daß eine zufriedenstellende Reproduktion unter Anwendung der bei der Kalibrierung des Modells 1977 gefundenen Bettreibungskoeffizienten erreicht wird, wenn auch nicht ganz so gut wie in der Situation von 1977; es zeigte sich allerdings, daß sie nicht ohne weiteres durch Verwendung anderer Koeffizientenwerte verbessert werden kann.

Berechnungen von mittleren Tidesituationen in den Jahren 1950 und 1977 mit den jeweiligen Modellen lassen erkennen, daß sehr genaue Reproduktionen von mittleren Hoch- und Niedrigwasserständen möglich sind. Außerdem zeigt ein Vergleich auch die bedeutenden Änderungen der Eintrittszeiten, die Resultate der in den Jahren 1950 bis 1977 vorgenommenen Veränderungen sind:

	Höhen St. Pauli in cm PN				Thw-Eintrittszeit-Differenzen	
	MThw		MTnw		in h von Cuxhaven nach St. Pauli	
	1950	1977	1950	1977	1950	1977
gemessen	667	695	428	366	4.12	3.46
berechnet	666	697	430	364	4.20	3.50

* Dieser Zustand war 1950 tatsächlich noch nicht erreicht: Die Tatenberger Schleuse wurde im Frühjahr 1951 in Betrieb genommen, die Dove Elbe im Juni 1951 abgesperrt. Eine modellmäßige Nachbildung der Dove Elbe bis zur Gose-Elbe (1925 abgesperrt) und bis zur 1934 bei Bergedorf errichteten Schleuse wäre wegen mangelhafter Tiefendaten ohnehin problematisch gewesen. Wegen der niedrigen Sommerdeiche (2,3 m NN und höher) hätten bei der Simulierung hoher Sturmfluten zudem Überströmungen und Brüche eingerechnet werden müssen.



- h - PUNKT (WASSERSTAND)
- G - PUNKT (DURCHFLOSS)
- ▼ SCHREIBEPEGEL
- S SCHLEUSE

Abb. 2: Berechnungsnetz der dh1-Modelle (Ausschnitt)

Der Umstand, daß das Modell 1950 unter Anwendung der Kalibrierungswerte für das Urmodell zufriedenstellende Reproduktionen von Naturmessungen in einer zweiten topographisch unterschiedlichen Situation geben kann, macht eine Modellfamilie zu einem gut geeigneten Prognosewerkzeug. Hätte man diese im Jahre 1950 zur Verfügung gehabt, so hätte man allein auf der Grundlage der Kenntnis der Situation für das Jahr 1977 die kommenden MThw und MTnw mit einer Genauigkeit von 2 cm vorhersagen können, wie aus obiger Tabelle hervorgeht.

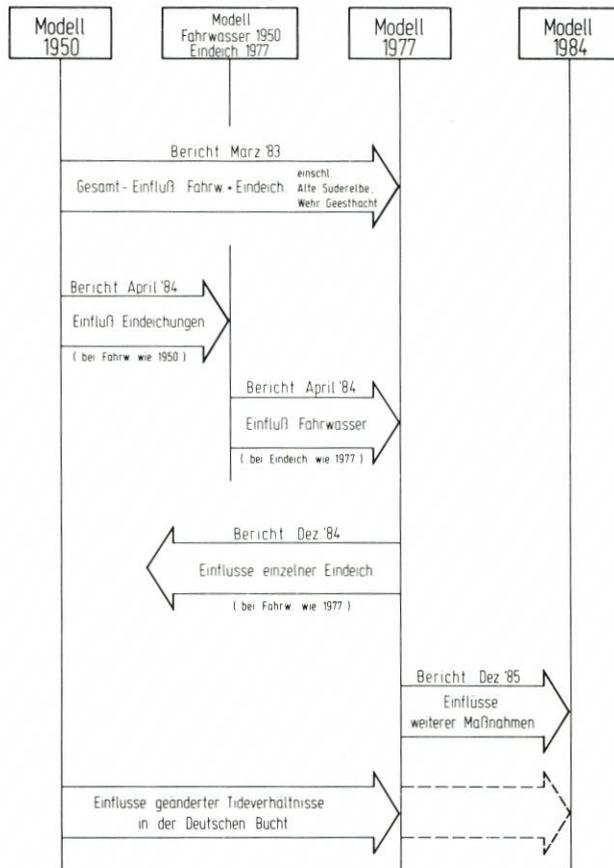


Abb. 3: Untersuchungsmöglichkeiten mit der „Modellfamilie“ mit Angabe der entspr. dhi-Berichte

Modell 1950/77

Seit 1950 sind laufend Fahrwasservertiefungen in der Elbe und dem Hafen vorgenommen worden. Um den relativen Einfluß der Fahrwasservertiefungen auf die Wasserstände zu untersuchen, wurde eine fiktive Modelltopographie in das Berechnungsmodell eingebracht, im folgenden als Modell 1950/77 bezeichnet. Sie ergibt sich wie folgt:

– Die Flußbettbeschreibung entspricht dem Zustand in 1950 unterhalb und in 1977 oberhalb Tnw in folgenden Flußabschnitten:

1. Unterelbe vom Köhlbrandhöft bis Brunsbüttel. Die zwischen 1950 und 1977 aufgespülten Sände wurden im heutigen Zustand belassen.

- 2. Norderelbe von Schöpfstelle bis Köhlbrandhöft
 - 3. Süderelbe von Harburg bis Köhlbrandhöft
 - Die Flußbettbeschreibung entspricht dem Zustand in 1977 in den Querschnitten:
 - 1. Oberelbe von Geesthacht bis Bunthaus
 - 2. Norderelbe von Bunthaus bis Schöpfstelle
 - 3. Süderelbe von Bunthaus bis Harburg
 - Alle Hafенflächen sind entsprechend der Situation in 1977 beschrieben.
 - Die übrigen Modellparameter (Sperrwerk bei Geesthacht, Absperrung der Alten Süderelbe usw.) sind entsprechend der Topographie in 1977 beschrieben.
- Auf diese Weise kann der Einfluß der topographischen Änderungen des Flußbettes isoliert werden.

Außer Änderungen aufgrund von Fahrwasservertiefungen berücksichtigen die so ermittelten Querschnitte auch erosions- und sedimentationsbedingte Änderungen. Diese sind in hohem Maße als Folgen von Fahrwasservertiefungen anzusehen und daher in das erarbeitete Modell einbezogen worden, dessen Berechnungsnetz mit dem bei der Situation 1977 identisch ist.

Modell 1984

Inzwischen sind die Modellquerschnitte aufgrund neuer Peilungen (1983-1985) aktualisiert worden. In den Hafенkanälen sind die Änderungen minimal und rufen nur lokale Änderungen des Strömungsbildes hervor. Die größten Modelländerungen stammen von Vertiefungen in der Norderelbe, etwa von der Freihafen-Elbbrücke stromabwärts.

Damit stehen vier Modelle zur Verfügung, die durch Parallelbetrieb die Einflüsse verschiedener künstlicher und natürlicher Veränderungen auf den Ablauf von Tiden und Sturmfluten erkennen lassen, wie dies Abb. 3 schematisch zeigt.

2.3 Kalibrierung und Verifizierung

Für Sturmfluten liegen so gut wie keine Strömungsmessungen aus dem Elbegebiet vor. Kalibrierung und Verifizierung mußten sich damit also auf Wasserstände beschränken. Da sich ohnehin die für mittlere Tideverhältnisse ermittelten und für sämtliche Modelle gleichen Widerstandskoeffizienten als sehr stabil erwiesen, ist der Nachteil aus fehlenden Strömungsmessungen nicht ausschlaggebend. Andererseits wurde darauf geachtet, daß soviel unterschiedliche Sturmfluttypen wie möglich herangezogen wurden.

Modell 1950

Zur Kalibrierung des bis Cuxhaven erweiterten Modells 1950 wurde die Sturmflut vom 9./10. 2. 1949 verwendet (Tab. 1), einschließlich der mittleren Tidekurve um 1950. Während der Läufe zeigte sich schnell, daß eine Änderung der Windbeschreibung gegenüber dem Modell 1977 nötig war, um eine zufriedenstellende Kalibrierung zu erhalten.

Im Unterschied zu den später auf Scharhörn gemessenen Windgeschwindigkeiten stammen die im Modell 1950 verwendeten nämlich vom Feuerschiff „Elbe 1“. Mit der revidierten Windreibungsbeschreibung wurde eine befriedigende Kalibrierung und Verifizierung des Modells erreicht: Der Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Wasserständen bei Hbg.-St. Pauli für die Sturmflut Nr. 57* ist in Abb. 4 wiedergegeben.

* zur Numerierung der Sturmfluten siehe Tab. 1.

Tabelle 1. Zusammenstellung der in den dhi-Modellen verwendeten Tiden und Sturmfluten

Ereignis	Thw/Tnw bzw. HThw an den Pegeln				Q ₀ Neu Darchau m ³ /s	
	Cuxhaven cm NN-5 m	Stadersand cm NN-5 m	Hbg.-St. Pauli cm NN-5 m	Zollenspieker cm NN-5 m		
mittlere Tiden						
1948/52	637/360	649/396	667/428	696/541	~ 565	
1975/79	645/346	663/375	696/373	734/523	~ 760	
1981/85	652/350	674/379	708/368	744/518	~ 740	
Sturmfluten*						
57	09./10. 02. 49	791	861	880	894	348
59	24. 10. 49	866	839	841	815	232
61	16. 01. 54	869	897	914	904	260
62	16./17. 01. 54	835	851	870	873	260
64	22. 12. 54	883	915	935	934	518
65	23. 12. 54	787	881	915	927	518
66	23./24. 12. 54	816	827	850	864	518
67	12./13. 01. 55	854	860	883	906	1700
78a	16. 02. 62	829	859	898	924	952
78	16./17. 02. 62	(995)	1074	1070	1057	952
79	17. 02. 62	843	886	912	933	952
125	03. 01. 76	1010	1106	1145	1134	460
126	03./04. 01. 76	862	882	919	945	460
127	20./21. 01. 76	970	1015	1058	1076	1400
127a	21. 01. 76	836	865	917	951	1400
128	21./22. 01. 76	880	936	980	1014	1400
131	14./15. 11. 77	872	ausgefallen	953	972	837
132	15. 11. 77	829	ausgefallen	905	936	837
133	24. 12. 77	827	ausgefallen	943	964	847
134	30./31. 12. 77	890	ausgefallen	955	971	825
146	23./24. 11. 81	825	870	923	959	1338
147	24. 11. 81	951	1037	1081	1099	1338
148	24./25. 11. 81	903	965	1012	1041	1338
156	01. 02. 83	808	887	938	961	860
157	01./02. 02. 83	899	978	1016	1032	860
158	02. 02. 83	771	817	857	902	860

* Die Daten für Cuxhaven, Hbg.-St. Pauli und Q₀ entstammen REF. HYDR. UNTERELBE (1985), wo alle Ereignisse numeriert sind; die Nummern werden im folgenden häufig verwendet.

Zur Verifizierung des Modells wurden u. a. die Sturmfluten Nr. 59 und 61/62 (24. 10. 49 bzw. 16./17. 1. 54) herangezogen, da sich in den Jahren 1950 bis 1953 keine nennenswerten Sturmfluten ereignet hatten. Vergleiche zwischen gemessenen und berechneten Werten bei Hbg.-St. Pauli sind dafür ebenfalls auf Abb. 4 angegeben. Sie zeigen gleich gute Übereinstimmung. Zusammenfassend kann geschlossen werden, daß das Modell 1950 in der Lage ist, Sturmflutereignisse mit guter Genauigkeit zu simulieren. Sehr hohe Sturmfluten konnten nicht herangezogen werden, weil solche um 1950 nicht auftraten.

Modell 1977

Das bis Cuxhaven und Neu Darchau erweiterte Modell 1977 wurde zunächst mit den mittelhohen Sturmfluten Nr. 131 und 132 kalibriert. Gemessene und berechnete Tidekurven

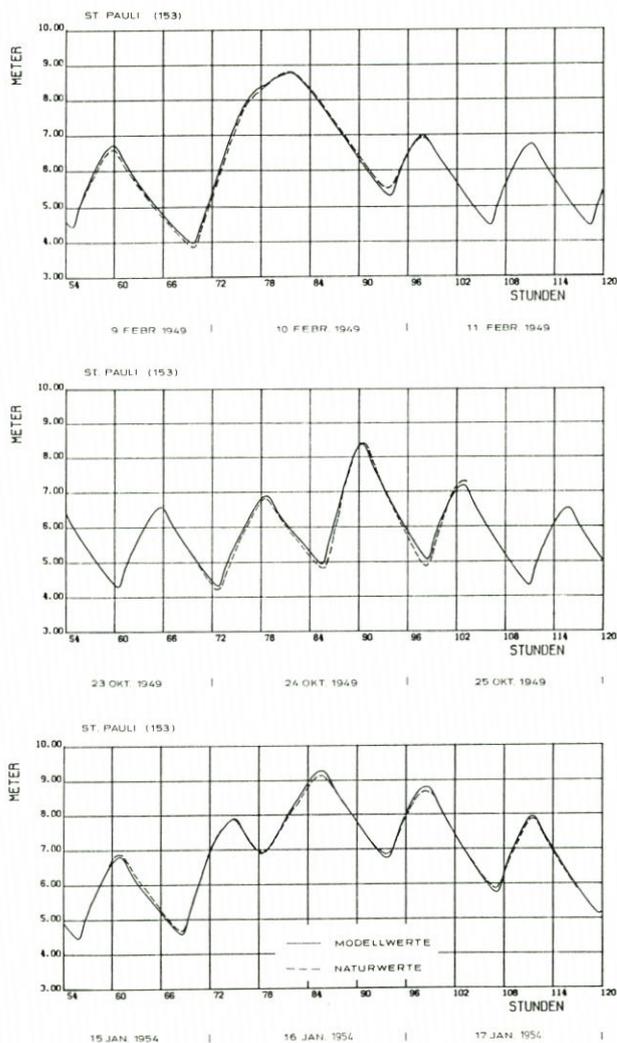


Abb. 4: Sturmfluten von 1949 und 1954 bei Hbg.-St. Pauli im Modell 1950; Höhenangaben hier wie auf den folgenden Darstellungen in m PN mit $PN = NN - 5$ m

wurden für Brokdorf, Krautsand, Hbg.-St. Pauli und Bunthaus (Abb. 1) verglichen und brachten gute Übereinstimmungen bei unveränderten Manning-Koeffizienten.

Zur Verifizierung hinsichtlich mittelhoher Sturmfluten wurden die Ereignisse Nr. 133 und Nr. 134 herangezogen. Bei dem ersteren nimmt der Wind während der Flut stark zu (sog. verzögerte Sturmflut), bei dem letzteren stark ab (sog. kollabierende Sturmflut). Schließlich konnte das Modell mit drei hohen Sturmfluten verifiziert werden (Nr. 125, 127, 147, siehe Tab. 1). Es handelt sich auch hier um unterschiedliche Sturmfluttypen bei Zuflüssen zwischen 460 und $1400 \text{ m}^3/\text{s}$. Wie Abb. 5 beispielhaft zeigt, sind die Übereinstimmungen im Tideverlauf bei Stadersand wie bei Hbg.-St. Pauli so gut, daß das Modell für weitere Analysen verwendet werden konnte. Tab. 2 gibt einen Überblick über die im Laufe der Zeit erzielten Veränderungen der Modell-HThw.

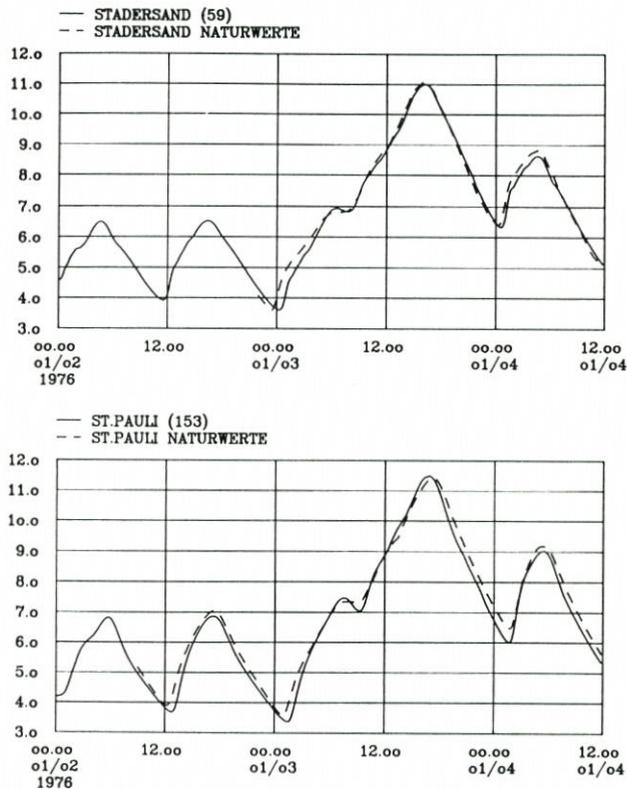


Abb. 5: Sturmflut vom 3. 1. 76 bei Stadersand und Hbg.-St. Pauli im Modell 1977

Modell 1984

Zur Verifizierung wurden die Sturmfluten Nr. 156 bis 158 herangezogen. Sie sind für Brokdorf, Hbg.-St. Pauli und Zollenspieker mit HThw-Abweichungen zwischen 0 und 1 dm und guter Übereinstimmung des Kurvenverlaufes sehr befriedigend simuliert worden.

3. Einfluß einzelner Maßnahmen

3.1 Staustufe Geesthacht

Das Wehr liegt in einem flachen Rechtsbogen der Elbe bei km 585,9 (Abb. 1). Gebaut wurde die Staustufe in den Jahren 1957 bis 1961. Wegen des Betriebes des kurz oberhalb gelegenen Pumpspeicherwerkes und zum Schutz der Deiche an der Oberelbe wird im Bereich der Wehröffnungen generell ein Wasserstand von NN + 4 m angestrebt. Da die selbsttätige hydraulische Steuerung der Sektoren eine Spiegeldifferenz zwischen OW und UW erfordert, werden die vier Wehrverschlüsse geöffnet, sobald der Unterwasserstand den Oberwasserstand erreicht. Mit fallendem Wasserstand wird so verfahren, daß möglichst schnell bei geschlossenen Segmenten das Stauziel wieder erreicht wird. Je nach Sturmflutablauf und Oberwasserzufluß werden die Verschlüsse unterschiedlich gesteuert. Damit ist die in den Modellversuchen des FRANZIUS-INSTITUTS in den 1960er Jahren angesetzte Prämisse „bei Sturmfluten ist das

Tabelle 2. In dhi-Modellen berechnete HThw-Höhen

Sturmflut Nr.	gemessen	HThw Hbg.-St. Pauli berechnet in dhi-Bericht (cm PN)				
		02. 82	02. 83	04. 84	01. 85	12. 85
57	881	877				
59	842	838				857
61	914	927				
64	936		927	935		935
65	915		878	882		900
66	850		850	850		
78	1070		1071			
79	912		905			
125	1145		1150	1151	1151	1153
126	919		913	913		922
127	1058		1064			1079
127a	917		920			928
128	980		972			986
131	953	963	957	958		
132	905	900	900	900		
133	943	942	942		928	941
134	955	926	928		936	
146	923		900	910	904	920
147	1081		1069	1072	1070	1082
148	1012		990	997	993	1006
156	938					937
157	1016					1000
158	857					850
Mittel der absoluten Abweichungen von Rechnung zu Messung in cm:		9,4 ± 9,5	10,2 ± 10,5	9,0 ± 9,6	14,3 ± 5,9	7,8 ± 6,2
relative Abweichung der Mittel in cm:		-2,9	-7,9	-6,8	-12,3	+1,7

Wehr gelegt“ für den heutigen Betrieb unzutreffend. Das numerische Modell konnte dagegen genauer geeicht werden. So stellen sich bei Steuerung im Modell, wie sie tatsächlich praktiziert wird, im Vergleich Modell-Natur folgende HThw-Differenzen* ein:

* Hier wie auch im weiteren Bericht werden Veränderungen stets in Dezimetern ausgedrückt, um nicht den Eindruck von Scheingenauigkeiten zu erwecken.

Pegel	HThw-Differenzen Modell-Natur in dm für Sturmflut Nr. (Tab. 1)		
	125	147	2085A*
Stadersand	0	-0,5	+0,5
Hbg.-St. Pauli	+1	0	0
Bunthaus	+1		0
Zollenspieker	+1	+0,5	0
Geesthacht			-0,5

* Diese Flut wurde 1986 von der Länderarbeitsgruppe als Bemessungsturmflut für die Elbe vorgeschlagen. Einzelheiten dazu in „Die Küste“, H. 47, 1988

Würde man das Wehr bei Sturmfluten durchgehend geschlossen lassen, so ergäben sich in Hamburg folgende HThw-Erhöhungen:

Pegel	HThw-Erhöhungen in dm bei geschlossenem Wehr für Sturmflut Nr. (Tab. 1)		
	78	125	147
Hbg.-St. Pauli	0,5	0,5	0
Bunthaus	1	1,5	0,5
Zollenspieker	4	4	2

Für die Sturmflut Nr. 78 (16./17. 2. 62) wurde das Schließen des Wehres auch im hydraulischen Modell des FRANZIUS-INSTITUTS untersucht und brachte für St. Pauli 0 (dhi: +0,5), Bunthaus +2 (+1) und für Zollenspieker +4,5 (+4) dm (NASNER u. PARTENSKY, 1977).

Ohne auf weitere Details einzugehen, lassen die Simulationen den Schluß zu, daß der Bau der Staustufe bei Geesthacht nicht zu einer Sturmfluterhöhung im Stromspaltungsgebiet geführt hat, wenn die Verschlüsse entspr. obigen Ausführungen gesteuert werden. Eine Optimierung der Steuerung ist anzustreben. Dazu könnten Modellrechnungen dienen.

3.2 Absperrung von Nebenflüssen

Die Nebenflüsse der Elbe waren nicht in das dhi-Modell einbezogen; die großen mündungsnahen, besonders wirksamen Überflutungsgebiete sind allerdings enthalten. Abb. 6 zeigt sie für die Schwinge, Krückau, Pinnau, Stör und Oste. Entsprechendes gilt oberhalb Hamburgs auch für Ilmenau und Seeve.

Die Wirkung einer Absperrung eines Nebenflusses auf die Sturmfluthöhen in der Elbe entsteht durch

- Entzug des mündungsnahen Raumes (im Modell berücksichtigt),
- Entzug des Stauraumes im oberen Nebenfluß (zeitlich erst spät wirksam; nicht im Modell enthalten),
- Entzug des Zuflusses in die Elbe (nicht im Modell enthalten, aber in einer Studie speziell untersucht; Thw-Erhöhungen bleiben unter 0,5 dm).

Die erste Teilwirkung kann je nach Lage des Gebietes zum örtlichen Wind positiv - durch

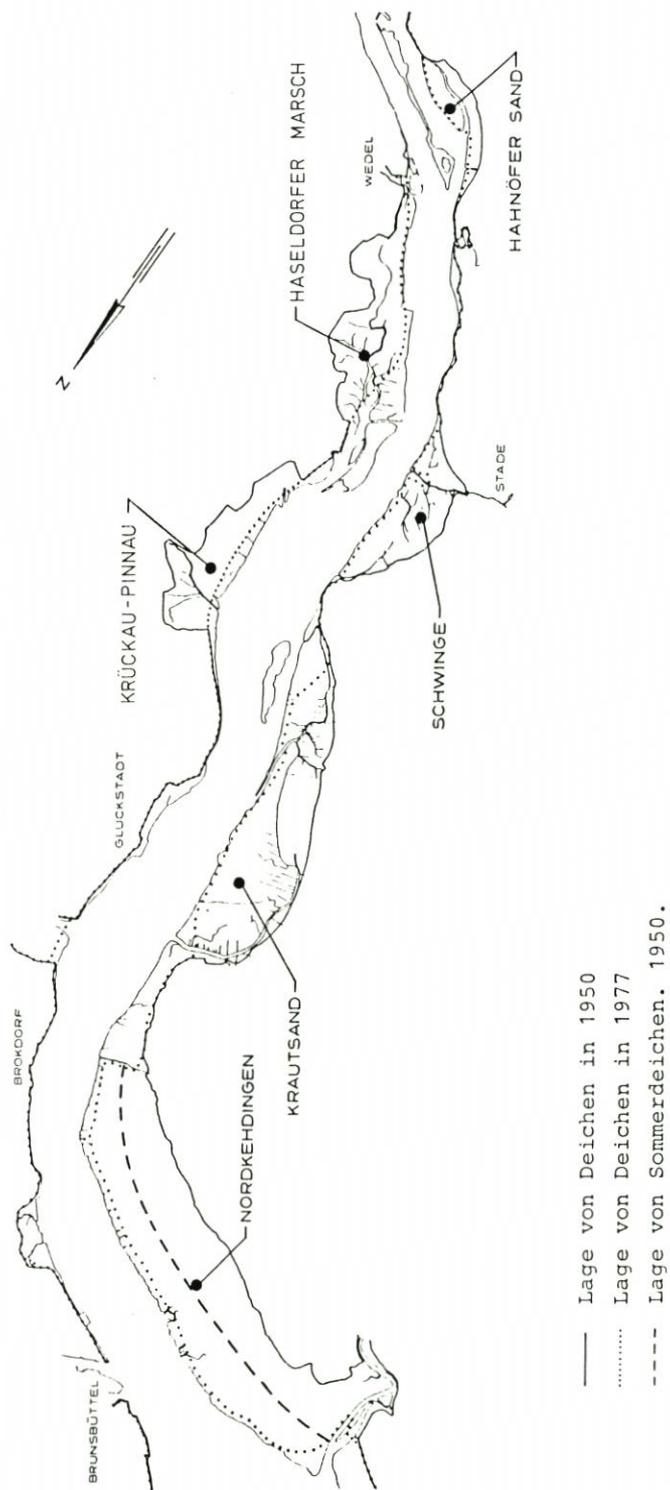


Abb. 6: Lage der an der Untereibe untersuchten Eindeichungen

Anstau des Wassers im Einflußgebiet der Absperrung – oder negativ – durch Entzug vormals örtlich entstehenden Flachwasser-Windstaus – sein und stromauf im Betrag zunehmen. Die beiden übrigen Teilwirkungen sind dagegen kleiner und gegeneinander gerichtet hinsichtlich der Wasserstände in der Elbe.

Da die Nebenflüsse durch Sturmflutsperrwerke gesichert sind, die erst geschlossen werden, wenn Wasserstände 0,5 bis 1,5 m über MThw liegen oder erwartet werden, ist der Einfluß auf das mittlere Tidegeschehen unbedeutend*. Zur Wirkung der Absperrung der Nebenflüsse auf die Sturmfluthöhen gab es folgende Untersuchungen:

– FRANZIUS-INSTITUT (1963 bis 1968) für Nr. 78 sowie eine gegen diese um 1 m erhöhte Sturmflut:

a) Ilmenau und Seeve:

Hbg.-St. Pauli:	0 dm	Zollenspieker:	+ 0,5 bis 1 dm
Bunthaus:	+ 0,5 dm	Geesthacht:	0 dm

b) Lühe: Mündungssperrwerk im Vergleich zum 1939 gebauten Sperrwerk ohne Einfluß

c) Schwinge:

Kollmar:	0 dm	Stadersand:	0 dm
Grauerort:	+ 0,5 dm	Hbg.-St. Pauli:	0 dm

d) Krückau und Pinnau:

Glückstadt:	0 dm	Stadersand:	0 dm
Mündungsbereich:	+ 0,5 dm	Hbg.-St. Pauli:	0 dm

e) Stör: Keine merkliche Wirkung, obwohl dieser Nebenfluß bis Itzehoe im Modell nachgebildet war.

– HANSEN (1965):

Abdämmung aller Nebenflüsse von Geesthacht bis zur See erhöht das HThw der Sturmflut Nr. 78 in Hbg.-St. Pauli um 0,5 dm.

– dhi-Modell:

Die Untersuchungen im dhi-Modell brachten folgende HThw-Erhöhungen:

Ort	HThw-Erhöhung in dm infolge Absperrung der			
	Ilmenau		Seeve	
	Nr. 125	147	125	147
Hbg.-St. Pauli	0	0	0,5	0,5
Bunthaus	0,5	0,5	1,5	1
Over	1	0,5	2	1,5
Zollenspieker	1,5	1	2	1
Uhlenbusch	1,5	1	2	1
Altengamme	1		1,5	

* Die Sperrwerke werden geschlossen, sobald erwartet werden:

	über	Fertigstellung:
Oste:	2,0 m NN	1968
Stör, Krückau, Pinnau:	2,5 m NN	1975/1969/1969
Schwinge:	2,2 m NN	1971
Lühe:	2,0 bis 2,2 m NN	1967
Este:	2,8 m NN	1967
Billwerder Bucht:	3,5 m NN	1966
Seeve:	3,3 m NN	1966
Ilmenau:	3,3 m NN	1973

Somit kann davon ausgegangen werden, daß alle Sperrwerke geschlossen sind, wenn $HThw_{Cux} > 750 \text{ cm NN} - 5 \text{ m}$ eintritt.

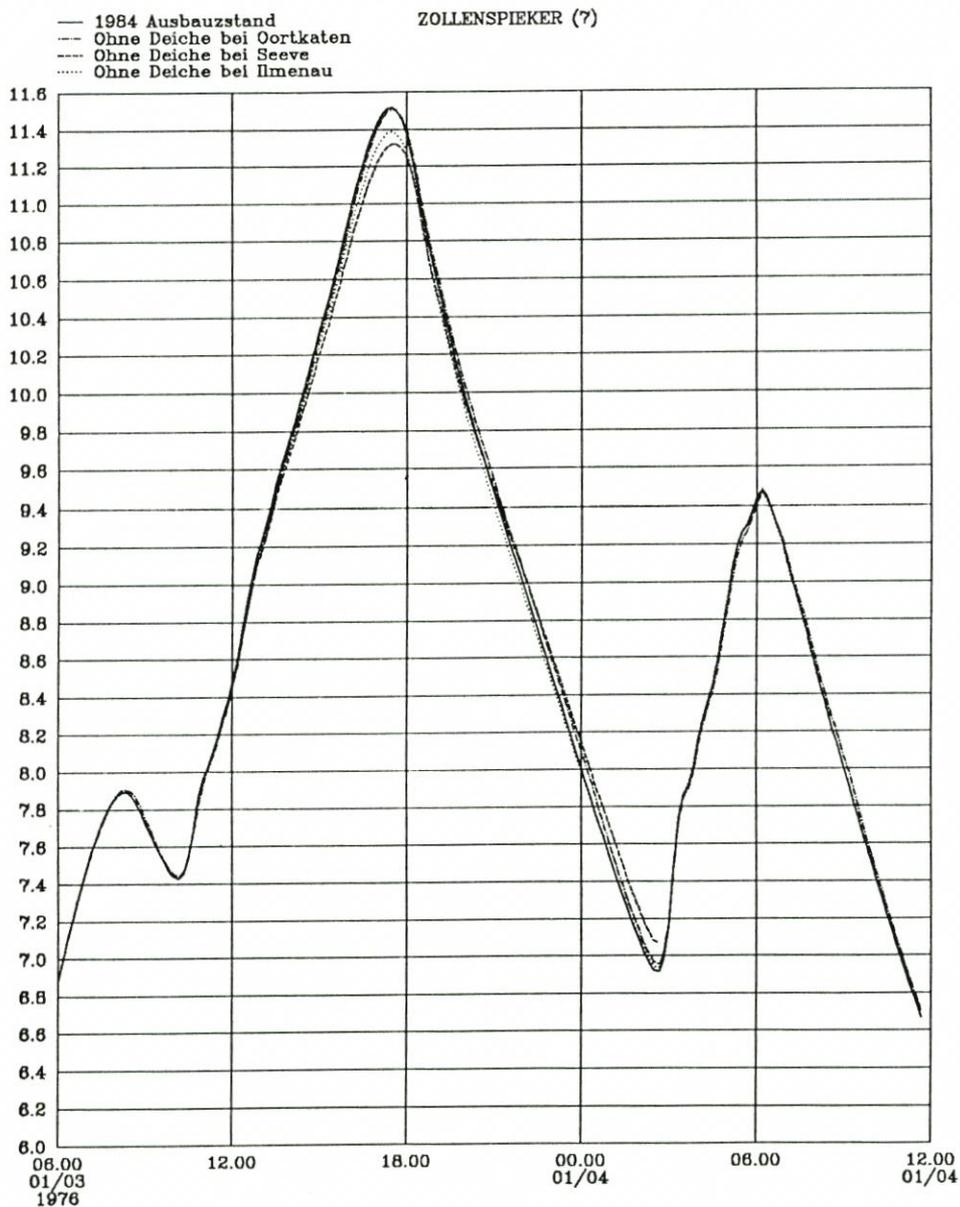


Abb. 7: Wirkung der Eindeichung bei Oortkaten und der Absperungen von Seeve und Ilmenau auf den Ablauf der Sturmflut vom 3. 1. 76 bei Zollenspieker (nacheinander wurden die Deiche vor O., I. und S. entfernt)

Die Daten wurden ermittelt, indem bei sonst wie heute vorhandenen Deichen jeweils die zu untersuchende Absperung beseitigt wurde. Die sich dadurch z. B. bei Zollenspieker zeigenden Entlastungen sind auf Abb. 7 abzulesen. Dabei muß diese Abminderung durch Öffnung im Zustand 1984 nicht zwangsläufig genauso groß sein wie die Erhöhung durch Absperung eines Nebenflusses im (Modell-)Zustand 1960, als in den in Kap. 1 beschriebenen

Vorläufer-Modellen die übrigen Vordeichungen noch nicht ausgeführt waren. Man kann sogar davon ausgehen, daß die meßbare Wirkung in letzterem Falle kleiner ausfiel, weil die zur Verfügung stehende Ausgleichsfläche größer war.

So sind die Ergebnisse aus den einzelnen Modellen für die HThw-Veränderungen bei verschiedenen hohen Sturmfluten nicht als widersprüchlich zu deuten, womit als generelle Aussage steht:

Die Absperrungen von Ilmenau und Seeve erhöhen die Scheitel hoher Sturmfluten bei Zollenspieker um 2 bis 3 dm, bei Hbg.-St. Pauli um 0,5 bis 1 dm, unterhalb Hamburgs nicht.

Im Modell 1977 wurde – ebenfalls durch Öffnung bei ansonsten heutiger Deichlinie – der gemeinsame Einfluß aus den mit Vordeichungen verbundenen Absperrungen von Schwinge, Pinnau und Krückau einschl. der Eindeichung des Hahnöfer Sandes mit Abdämmung der Borsteler Nebeneibe (Abb. 6) untersucht. Dabei ist festzustellen, daß die Insel Hahnöfer Sand schon 1962 im Gelände auf 5,3 m NN lag und daher diese Maßnahme allein nur geringe Wirkung haben konnte.

Die gen. Veränderungen brachten im Modell folgende HThw-Erhöhungen:

Pegel	HThw-Erhöhung in dm für Sturmflut Nr.					
	78	125	147	148	HIST/1*	Nach-HIST/1*
Brunsbüttel	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Kollmar	1	1	1,5	1,5	1,5	1
Stadersand	1	1	1	1	1,5	1
Hbg.-St. Pauli	0,5	1	1	1	1	1
Zollenspieker	1	1	1,5	1	1,5	1,5

* Eine Reihe von Untersuchungen wurde mit der von PLATE (1983) konstruierten sehr hohen Sturmflut vorgenommen (HThw_{Hbg} = rd. 7,5 m NN); die Nachtide ist als „Nach-HIST/1“ bezeichnet

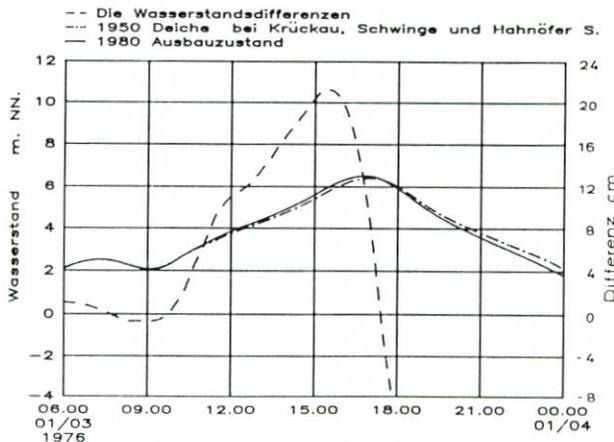


Abb. 8: Wirkung der Absperrung der Mündungsgebiete von Krückau, Pinnau und Schwinge sowie der Eindeichung des Hahnöfer Sandes auf den Ablauf der Sturmflut vom 3. 1. 76 bei Hbg.-St. Pauli einschl. der (in größerem Maßstab gezeichneten) Differenzkurve

Das Beispiel auf Abb. 8 zeigt für Hbg.-St. Pauli neben den Tidekurven vor und nach Ausführung der Baumaßnahme auch die Differenzkurven zwischen beiden, letztere in starker Vergrößerung. Dabei wird deutlich, daß diese Kurven ihr Maximum vor dem HThw erreichen, daß also zwar während der Flut am 3. 1. 76 Erhöhungen bis über 2 dm auftreten, die vor dem HThw aber schnell wieder abnehmen und kurz danach bereits zu Absenkungen führen. So ist die Differenz zwischen den (wegen Phasenverschiebung nicht zeitgleich eintretenden) HThw zwar ein wichtiger Parameter, ist aber nicht repräsentativ für den Verlauf der Wasserstandsunterschiede.

Setzt man wenige Zentimeter als HThw-Erhöhung durch Abdämmung der Borsteler Nebelbe an, so erlauben die Darstellungen auf Abb. 9 folgende generelle Aussage:

Die Sturmflutsperrwerke vor der Schwin ge, Pinnau und Krückau erhöhen – vor allem wegen der beträchtlichen Vorlandeindeichung – die Scheitel hoher Sturmfluten bei Stadersand und bei Hbg.-St. Pauli um rd. 1 dm, bei Zollenspieker um 1 bis 1,5 dm.

Ergänzende Untersuchungen mit der Bemessungsturmflut 2085A brachten damit weitgehend übereinstimmende Ergebnisse: Die Absperrung des Schwingemündungsgebietes bewirkt von Brunsbüttel bis Zollenspieker HThw-Erhöhungen um rd. 0,5 dm, diejenige des gemeinsamen Mündungsgebietes von Krückau und Pinnau – allerdings einschließlich der Absperrung der Billwerder Bucht – von Brunsbüttel bis Altengamme noch einmal denselben Betrag.

3.3 Vordeichungen von Geesthacht bis zur Billwerder Bucht

Der Einfluß der Vordeichungen zwischen Geesthacht und Billwerder Bucht auf die Höhe der Sturmflutscheitel in der Elbe wurde von HANSEN (1965) zu 1 dm Erhöhung in Hbg.-St. Pauli bestimmt. Auf Abb. 7 sind die Absperrungen von Seeve (5,5 km²) und Ilmenau (6,5 km²) sowie Vordeichungen bei Oortkaten (1,6 km²) berücksichtigt. Für den heutigen Zustand der Elbe lassen sich deren Wirkungen als Erhöhungen hoher Sturmflutscheitel wie folgt zusammenfassen (dhi-Modell 1984):

Blankenese	0 bis 0,5 dm
Hbg.-St. Pauli	0,5 bis 1 dm
Harburg	1 bis 1,5 dm
Bunthaus	1,5 bis 2,5 dm
Over	2 bis 3 dm
Zollenspieker	2 bis 3 dm
Uhlenbusch	2 bis 3 dm
Altengamme	rd. 2 dm

Damit ist der Einfluß auf der Strecke Uhlenbusch–Over am größten, und er klingt stromabwärts langsam bis Blankenese ab. Stromauf reicht er deutlich über Altengamme und – bei geöffnetem Wehr – sicher auch über Geesthacht hinaus.

Die Wirkung der Absperrung der Billwerder Bucht (mit anschließenden Kanälen rd. 1,7 km²; siehe Abb. 10) wurde im Model 1984 mit der Sturmflut 2085A untersucht, wie in Kap. 3.2 bereits erwähnt. Durch Vergleich der Zustände vor und nach gleichzeitiger Absperrung von Billwerder Bucht, Krückau und Pinnau mit dem für andere hohe Sturmfluten untersuchten Einfluß der gleichzeitigen Abdämmung von Krückau, Pinnau und Schwin ge sowie der Absperrung allein der Schwin ge ist festzustellen, daß die Abdämmung der Billwerder Bucht praktisch keinen Einfluß auf hohe HThw hat, auch nicht im Stromspaltungsgebiet. Einzelheiten gehen aus Tab. 4 und 5 hervor.

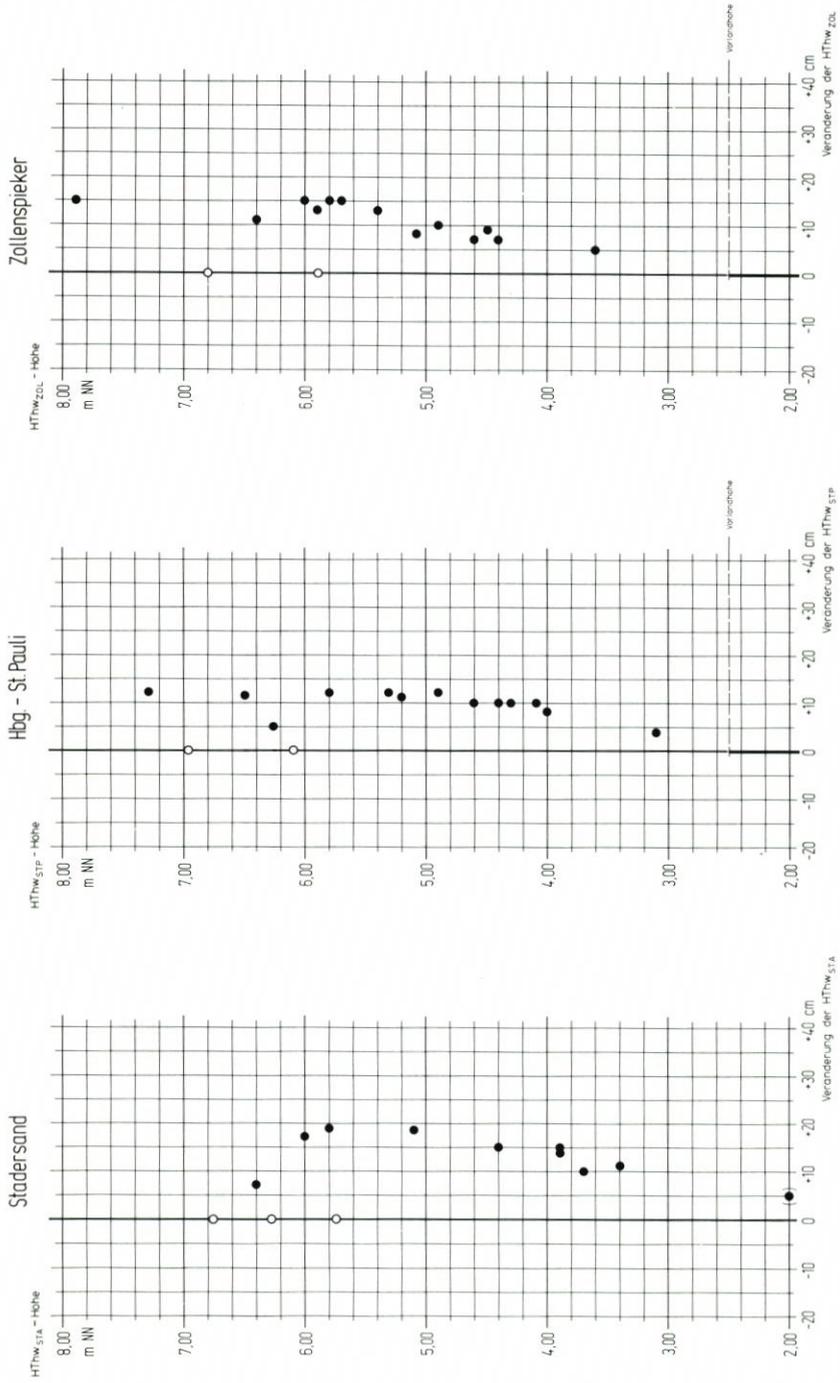


Abb. 9: Wirkung der Abspernung der Mündungsgebiete von Krückau, Pinnau und Schwinge sowie der Eindeichung des Hahnöfer Sandes auf die HTHw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten nach dhi; offene Kreise zeigen die Ergebnisse des Franzius-Instituts



Abb. 10: Lage der Hauptdeiche im östlichen Stromspaltungsgebiet vor 1962 und heute

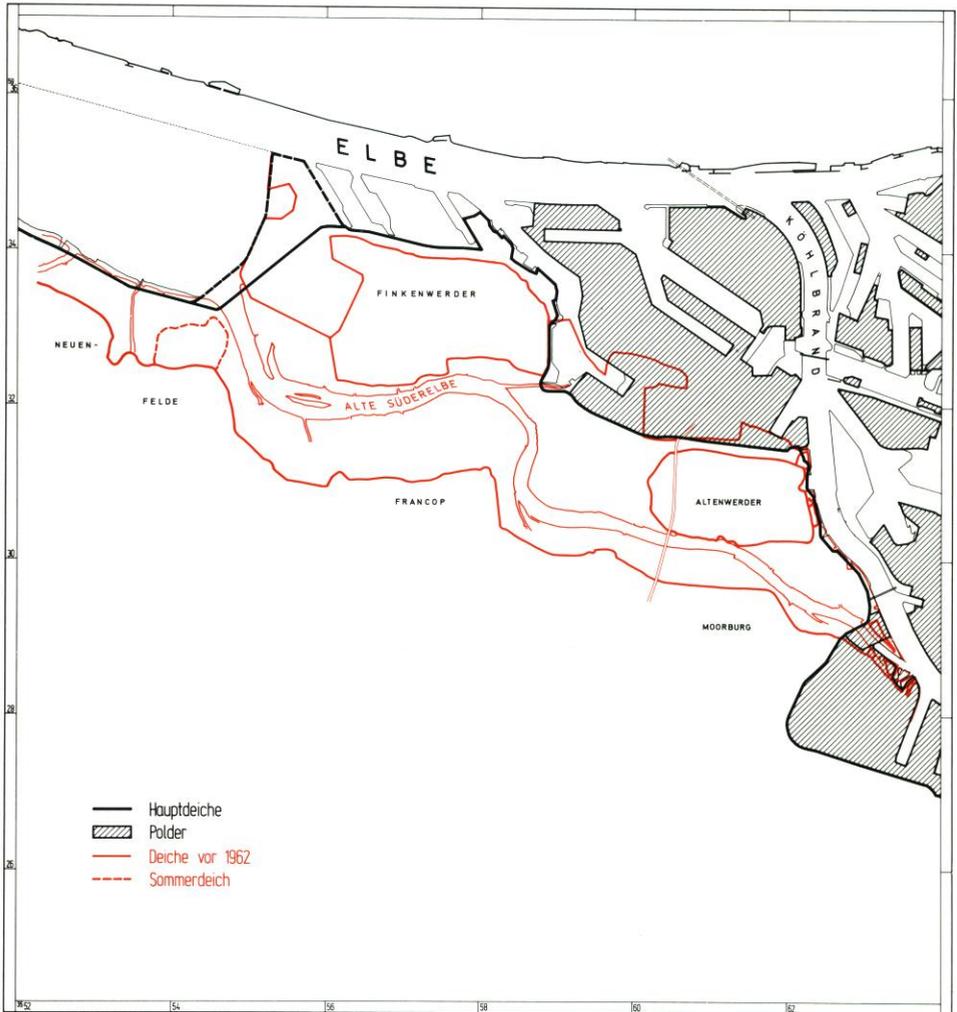


Abb. 11: Lage der Hauptdeiche im westlichen Stromspaltungsgebiet vor 1962 und heute

3.4 Neue Deichlinie von Harburg bis zur Este mit Absperrung der Alten Süderelbe

Die Absperrung der alten Süderelbe mit der neuen Deichlinie ab 1962 (Abb. 11) wurde zuerst im Modell des FRANZIUS-INSTITUTS (1962 bis 1965) untersucht. Dort brachte sie beim topographischen Zustand der Elbe etwa z. Zt. der Baumaßnahme (1962) folgende Erhöhungen hoher Sturmfluten:

Mündung bis Stadersand	0
Schulau	0 bis 1 dm
Blankenese	0 bis 0,5 dm
Hbg.-St. Pauli, Bunthaus	0,5 dm

Das Modell 1977 des dhi ergab folgende HThw-Erhöhungen:

Ort	HThw-Erhöhung in dm für Sturmflut Nr.			
	78	125	147	2085A
Brunsbüttel	0	0	0	0
Brokdorf	1	0,5	0,5	0
Stadersand	2	1,5	2	0,5
Schulau				1
Hbg.-St. Pauli	1	1,5	1,5	0,5
Schöpfstelle				0,5
Altenwerder	1	1,5	1,5	
Bunthaus	1	1,5	1,5	0,5
Zollenspieker	1,5	1,5	2	0,5
Geesthacht				0,5

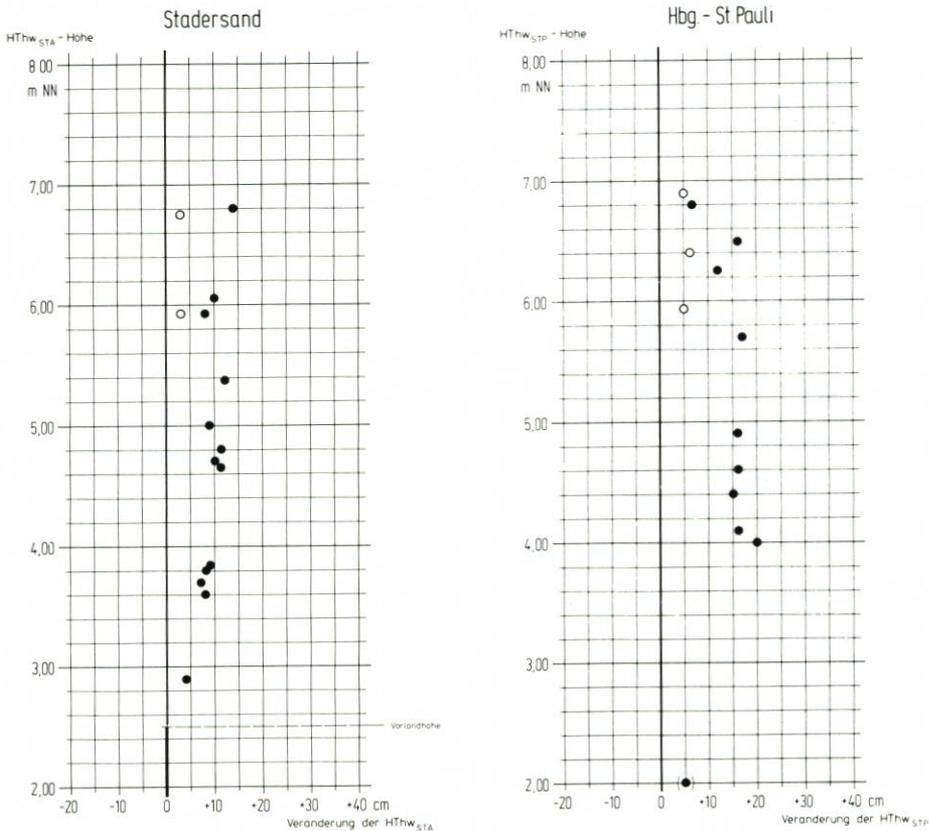


Abb. 12: Wirkung der neuen Deichlinie von Harburg bis zur Este auf die HThw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten nach dhi; offene Kreise zeigen die Ergebnisse des Franzius-Instituts

Da die Voraussetzungen in den physikalischen und numerischen Untersuchungen nicht gleich waren, können Übereinstimmungen in den Ergebnissen für den Hamburger Bereich nicht erwartet werden. Die detaillierten Darstellungen auf Abb. 12 erlauben die Zuordnung der Wirkung zur HThw-Höhe für

Stadersand mit bis 2 dm

Hbg.-St. Pauli und Bunthaus mit 0,5 bis 1,5 dm

für hohe Sturmfluten.

Nach den Erfahrungen aus den physikalischen Modellversuchen war zu vermuten, daß die Eindeichung auf Grund ihrer Lage nur im eigentlichen Hafengebiet bedeutsamen Einfluß zeigen würde. Dies bestätigen die Berechnungen nicht, denn die Erhöhung der Sturmfluten stromab von Hamburg erwies sich als ebenso deutlich: Die Erhöhung der HThw verschwindet erst weit stromab und ist in Brunsbüttel unbedeutend klein. Auf Grund der heutigen Kenntnisse werden die Ergebnisse des dhi eher als richtig angesehen. Danach nimmt allerdings die Wirkung dieser Maßnahme mit der Höhe hoher Sturmfluten leicht ab.

Zusammenfassend ist festzuhalten, daß die Schließung der Alten Süderelbe und die damit verbundenen Eindeichungen erheblichen Einfluß auf die Sturmflutverhältnisse sowohl im Hafen als auch im oberen Teil der Unterelbe und in der Oberelbe bis Geesthacht haben.

3.5 Eindeichungen des Hahnöfer Sandes und vor den Schwinge-, Pinnau- und Krückaumündungen

Die Wirkungen der gen. Eindeichungen (Abb. 6) sind bereits größtenteils in Kap. 3.2 behandelt worden, siehe dazu Abb. 8 und 9 sowie Abb. 13. Es handelt sich dabei um

- die Eindeichung des Hahnöfer Sandes mit Absperrung der Borsteler Nebelbe (5,6 km²),
- die Absperrung der Schwinge mit Eindeichung des Bützflether Sandes (11,4 km²),
- die Absperrung von Pinnau und Krückau mit Eindeichung des zwischenliegenden Vorlandes (16,5 km²).

Modellversuche im FRANZIUS-INSTITUT brachten ergänzend zu den Ausführungen in Kap. 3.2 das Ergebnis, daß „selbst bei einer Sturmflut, wie sie am 16./17. 2. 1962 eingetreten war, und auch bei einer noch höheren Sturmflut die Eindeichung von Hahnöfersand* mit Durchdämmung der Binnenelbe an beiden Enden keinen nennenswerten Einfluß auf die Scheitelwasserstände hat. Eine Erhöhung des Scheitelwasserstandes einer extremen Sturmflut um etwa 2 cm wird am Pegel Schulau zu erwarten sein. Diese Erhöhung wird bereits kurz oberhalb von Hahnöfersand, bestimmt noch vor Blankenese, abgeklungen sein. Nach unterstrom wird sich der Einfluß der Eindeichung höchstens noch bis zur Abzweigung der Hahnöfer Nebelbe von der Unterelbe nachweisen lassen“ (NASNER u. PARTENSKY, 1977).

Zusammenfassend ist festzustellen, daß diese Maßnahmen, die zwischen Estemündung und Kollmar durchgeführt wurden, nach dhi-Berechnungen HThw-Erhöhungen bewirken, die für hohe Sturmfluten

bei Stadersand	1 bis 1,5 dm
bei Hbg.-St. Pauli	0,5 bis 1,5 dm
bei Zollenspieker	1 bis 1,5 dm

betragen (Abb. 9).

* während der Sturmflut von 1962 lag das Gelände dieser Insel bereits auf 5,3 m NN.

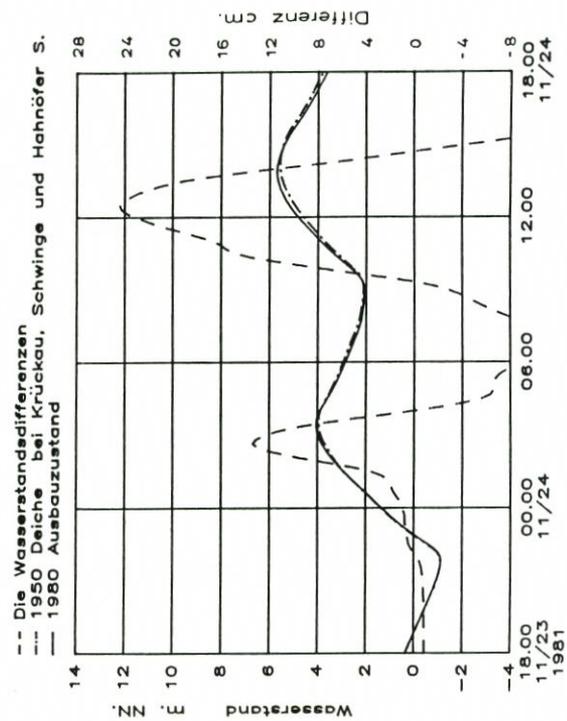
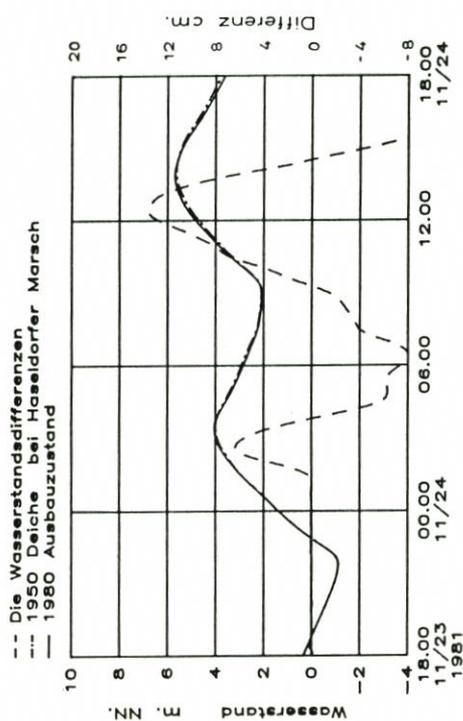
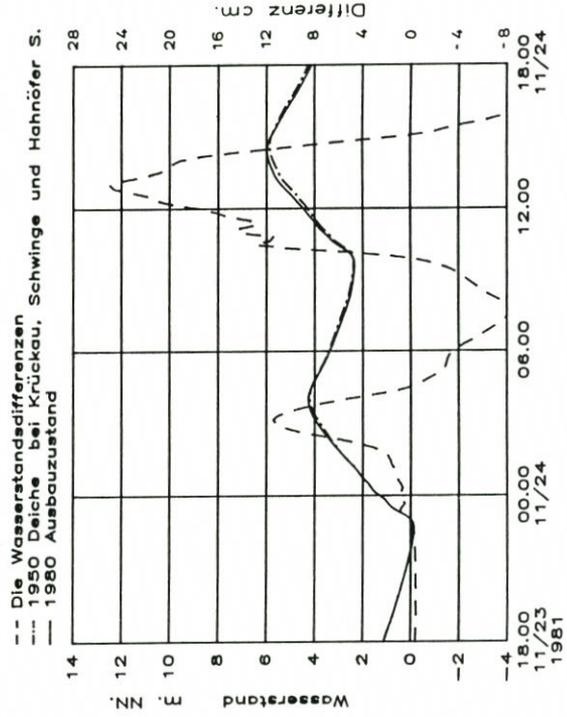
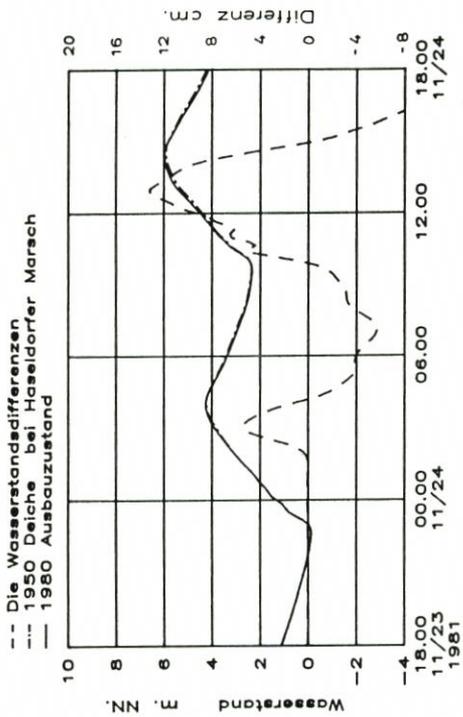


Abb. 13: Wirkung der Eindeichung der Haseldorfer Marsch (oben) sowie der Abspernung der Mündungsgebiete von Krückau, Pinnau und Schwinge mit Eindeichung des Hahnöfer Sandes (unten) auf den Ablauf der Sturmflut vom 24. 11. 81 bei Hbg.-St. Pauli (links) und Bunthaus einschl. der Differenzkurven

3.6 Eindeichung der Haseldorfer Marsch

Die Eindeichung der Haseldorfer Marsch (21 km²) wurde in mehreren Modellen simuliert, und zwar

- im FRANZIUS-INSTITUT 1966 für die Sturmflut Nr. 78 ohne Deichbrüche; zu den Vordeichungen am nördlichen Elbufer heißt es bei NASNER und PARTENSKY:

„Die Vordeichungen bei Glückstadt, bei Haseldorf und zwischen Hetlingen und Schulau (Abb. 6) sind für die Tideverhältnisse in der Elbe so unbedeutend, daß auch bei extrem hohen Sturmfluten kein merklicher Einfluß durch sie an den Pegeln in der Elbe festzustellen ist“;

- bei der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU für die Sturmfluten Nr. 125 und 127 ohne Deichbrüche mit dem Resultat

Erhöhung der HThw

Cuxhaven bis Ostemündung	0
Ostemündung bis Hamb. Hafen	0,5 bis 1 dm
Hamb. Hafen bis Geesthacht	0 bis 1 dm

nach BERNDT et al. (1983);

- von SÜNDERMANN und ZIELKE (1983) mit dem Ergebnis von Erhöhungen für dieselben Sturmfluten von

Otterndorf	0
Brunsbüttel bis Krautsand	0 bis 0,5 dm
Stadersand	1 dm
Schulau, Hbg.-St. Pauli	0,5 dm

- von THEUNERT und ZIELKE (1983) für die Sturmflut Nr. 125 mit einer Erhöhung der HThw wie folgt:

Otterndorf	0
Brunsbüttel bis Hbg.-St. Pauli	0,5 dm

- Die Untersuchungen im dhi ergaben folgende Zahlen, wiederum ermittelt im Modell 1977 durch Beseitigung dieser Maßnahme. Daraus ist abzuleiten:

Ort	HThw-Erhöhung in dm für Sturmflut Nr.				
	78	125	147	HIST/1	Nach-HIST/1
Brunsbüttel	0,5	0	0	0,5	0
Brokdorf	0,5	0,5	0,5	1	0,5
Kollmar	0,5	1	1	1	1
Stadersand	0,5	0,5	1	1	1
Hbg.-St. Pauli	0	0,5	0,5	0,5	0,5
Bunthaus	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Zollenspieker	0,5	0,5	0,5	1	1

Wie sich die Wasserstandsdifferenzen in der Elbe durch die Eindeichung der Haseldorfer Marsch für die Sturmflut Nr. 147 einstellen, zeigt Abb. 13 für die Pegel Hbg.-St. Pauli und Bunthaus. Der Einfluß wirkt zuerst bei Stadersand, dann bei Hbg.-St. Pauli und schließlich etwa zeitgleich bei Brokdorf und Bunthaus. Einzelheiten über die HThw-Veränderungen gibt Abb. 14. Danach ist zusammenzufassen, daß - in weitgehender Übereinstimmung von Untersuchungen an fünf verschiedenen Modellen - die hier behandelte Eindeichung zu folgenden Erhöhungen bei hohen Sturmfluten führt:

Brunsbüttel:	0 bis 0,5 dm
Brokdorf:	0 bis 1 dm
Stadersand:	0,5 bis 1 dm
Hbg.-St. Pauli:	0 bis 1 dm
Zollenspieker:	0,5 bis 1 dm

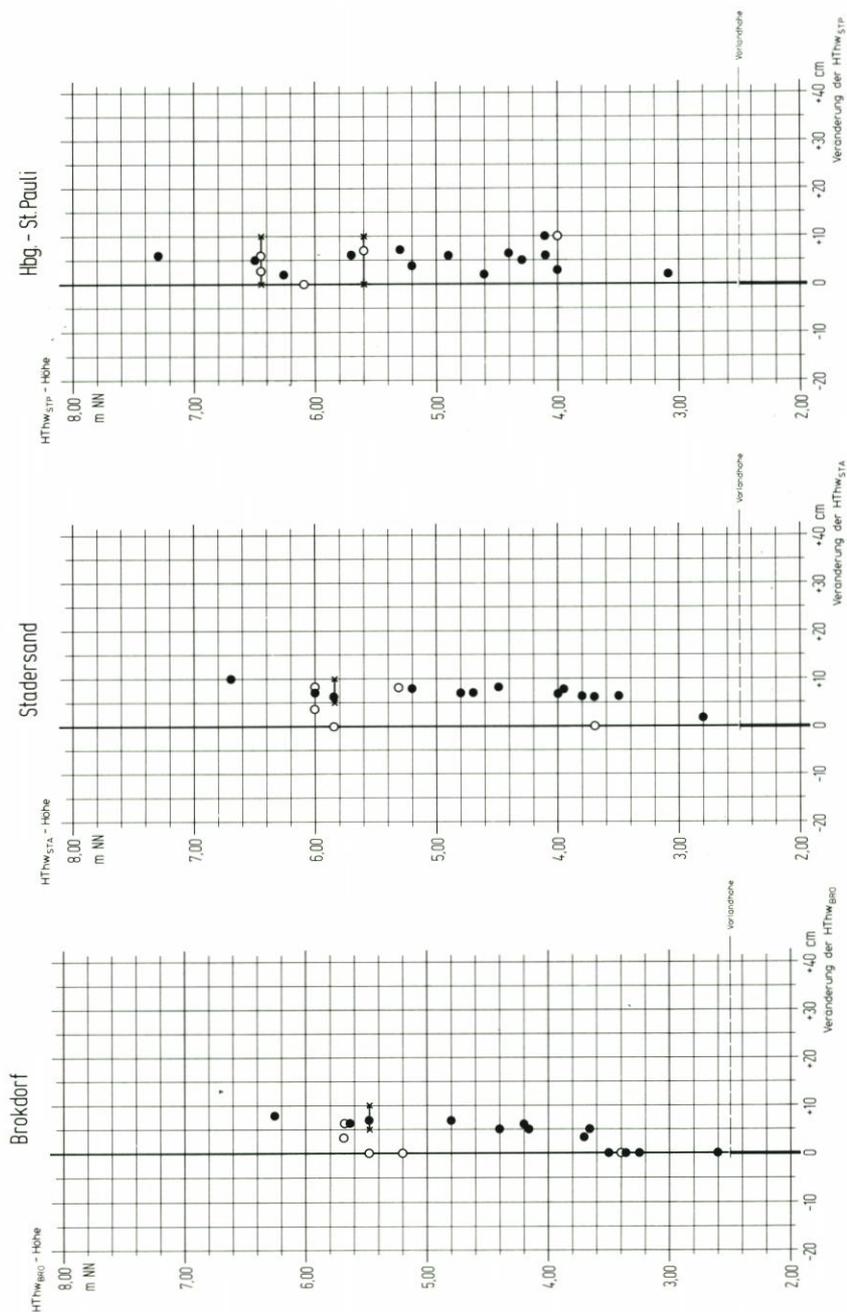


Abb. 14: Wirkung der Eindeichung der Haseldorfer Marsch auf die HTW-Höhen verschieden hoher Sturmfluten nach dhi; offene Kreise zeigen die Ergebnisse des Franzius-Instituts, von Sündermann/Zielke und von Theunert/Zielke, Kreuze diejenigen der Bundesanstalt für Wasserbau

3.7 Eindeichung des Krautsandes

Die Eindeichung der Elbinsel Krautsand einschl. Abdämmung von Ruthenstrom und Wischhafener Nebenelbe (Abb. 6) ist mit 30 km² die zweitgrößte hier behandelte. Der Einfluß auf die Scheitelwasserstände wurde folgendermaßen ermittelt:

- FRANZIUS-INSTITUT 1966 für die Sturmflut Nr. 78 sowie eine um 1 m erhöhte Flut ohne Deichbrüche:

Brunsbüttel	0
Brokdorf	+ 0,5 dm (Erhöhung)
Glückstadt	- 0,5 dm (Ermäßigung)
Stadersand bis Zollenspieker	- 1 dm (Ermäßigung)

(Dieses Modell ist das einzige, das für diese Maßnahme eine HThw-Ermäßigung brachte. Daher muß davon ausgegangen werden, daß es im Bereich Krautsand nicht richtig geeicht war.)

- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU für die Sturmfluten Nr. 125 und 127 ohne Deichbrüche:

Cuxhaven bis Ostemündung	0
Ostemündung bis Geesthacht	0 bis + 1 dm

nach BERNDT et al. (1983) und internen Berichten.

- SÜNDERMANN und ZIELKE (1983), ebenfalls für diese beiden Sturmfluten:

Otterndorf	0
Brunsbüttel	+ 1 bis 1,5 dm
Brokdorf	+ 1 bis 2 dm
Krautsand	+ 1,5 bis 2,5 dm
Stadersand bis Hbg.-St. Pauli	+ 0,5 dm

- THEUNERT und ZIELKE (1983) für die Sturmflut Nr. 125:

Otterndorf	+ 0,5 dm
Brunsbüttel, Brokdorf	+ 1 dm
Krautsand bis Hbg.-St. Pauli	+ 0,5 dm

- dhi im Zustand der Elbe von 1977:

Ort	HThw-Erhöhung in dm für Sturmflut-Nr.					
	78	125	147	HIST/1	Nach-HIST/1	2085A
Brunsbüttel	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Brokdorf	0,5	1	1	1	0,5	1
Kollmar	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Glückstadt						0,5
Staderstand	0,5	0,5	0,5	1	0,5	0,5
Hbg.-St. Pauli	0	0,5	1	1	0,5	0,5
Bunthaus	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Zollenspieker	0,5	1	1	1	0,5	0,5
Geesthacht						0,5

Die Entwicklung der Wasserstandsdifferenzen bei der Sturmflut Nr. 125 zeigt Abb. 15 für Brokdorf und Stadersand. Das Maximum der Abweichung liegt während der Flut und ist zuerst bei Brokdorf und dann folgend bis Bunthaus erkennbar. Die Untersuchungen der HThw-Erhöhrungen durch die Baumaßnahme zeigen übereinstimmend (außer FRANZIUS-INSTITUT für Stadersand und Hbg.-St. Pauli) für hohe Sturmfluten Erhöhungen (Abb. 16 mit drei Pegeln):

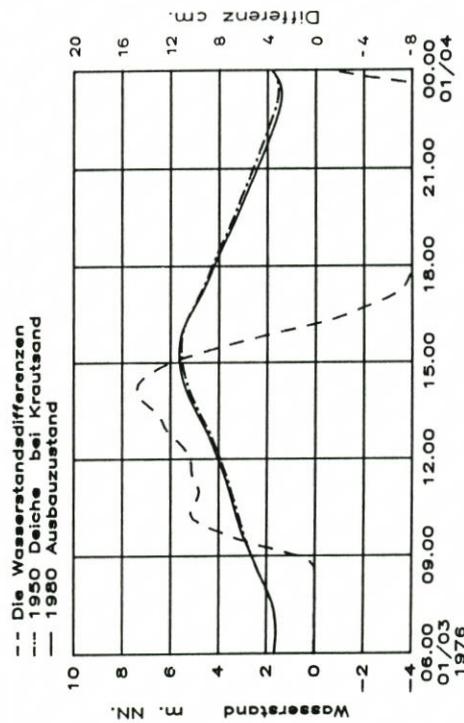
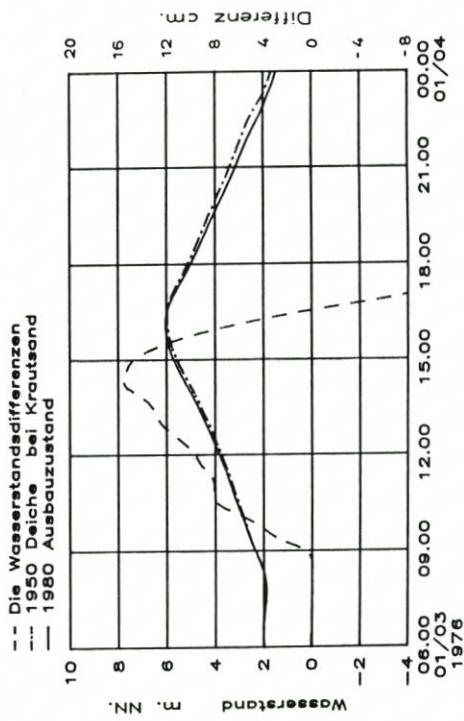
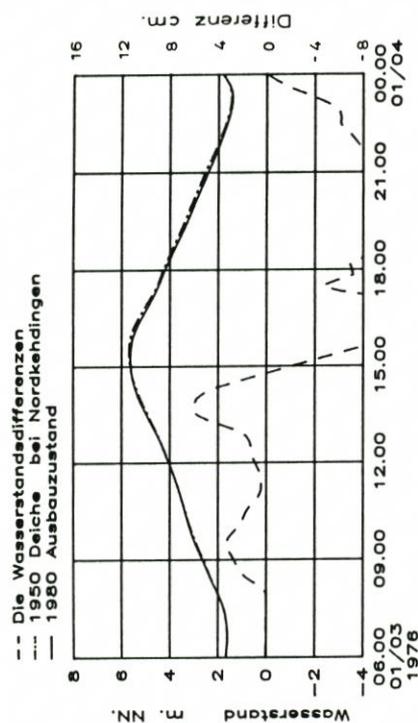
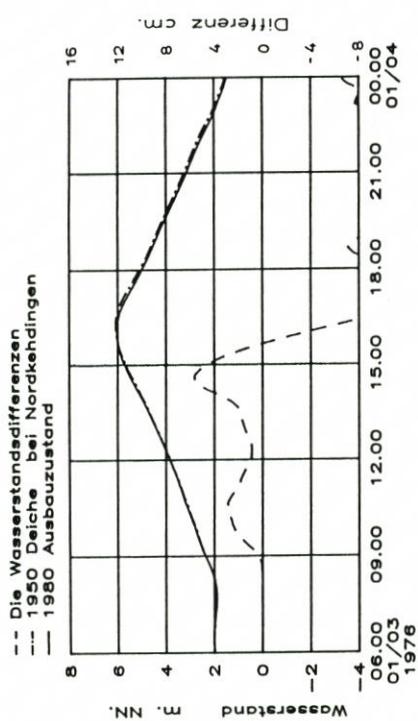


Abb. 15: Wirkung der Eindeichung von Nordkehdingen (oben) und Krautsand (unten) auf den Ablauf der Sturmflut vom 3.1. 76 bei Brokdorf (links) und Stadersand einschl. der Differenzkurven

Brunsbüttel	rd. 0,5 dm
Brokdorf	rd. 1 dm
Stadersand	rd. 0,5 dm
Hbg.-St. Pauli	0 bis 1 dm
Zollenspieker	0,5 bis 1 dm

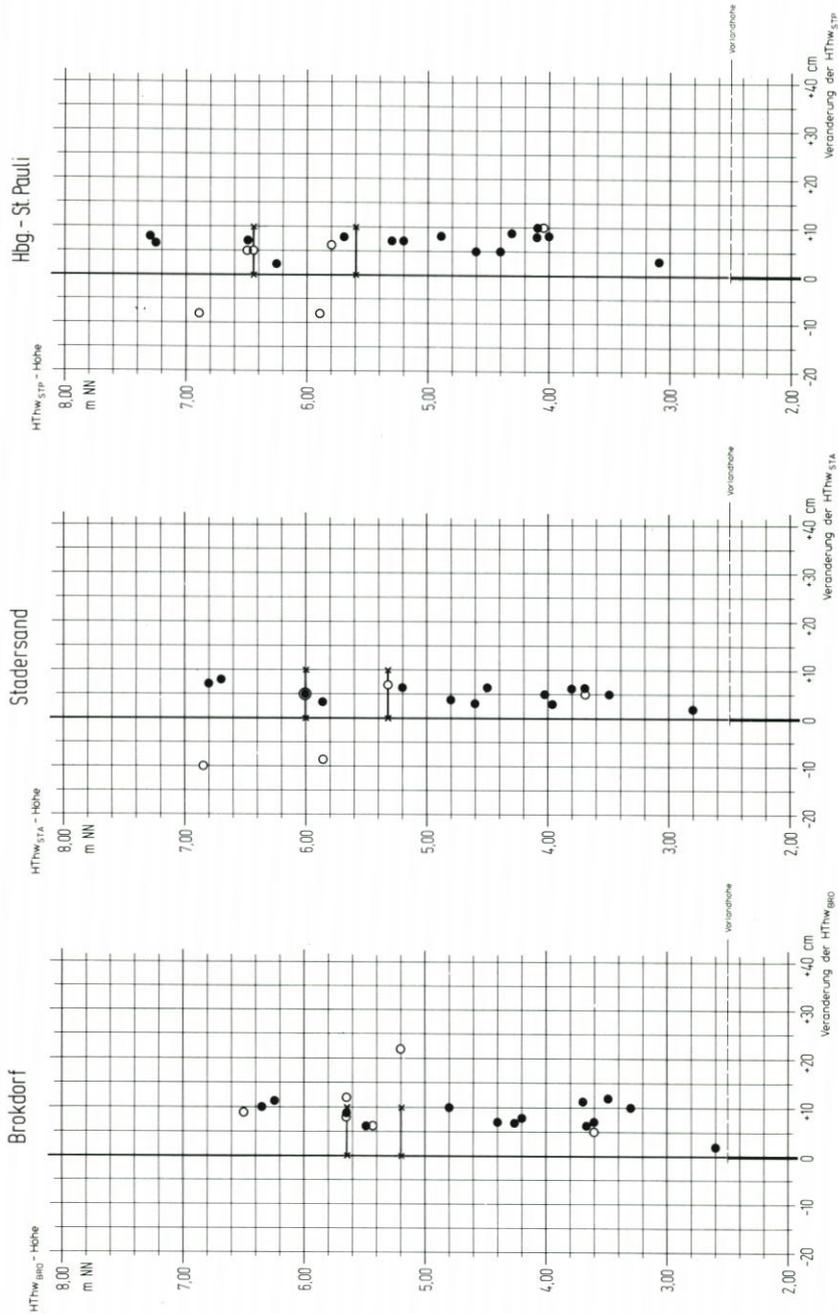


Abb. 16: Wirkung der Eindeichung des Krausandes auf die HTthw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten nach dhi; offene Kreise zeigen die Ergebnisse des Franzius-Instituts, von Sündermann/Zielke und von Theunert/Zielke, Kreuze diejenigen der Bundesanstalt für Wasserbau

3.8 Eindeichung Nordkehdingens

Mit rd. 55 km² Fläche zwischen Freiburg und der Ostemündung, von der etwa die Hälfte zuvor durch einen Sommerdeich geschützt war, ist die Eindeichung des Nordkehdingener Außendeichslandes die größte durchgeführte Maßnahme (Abb. 6). Auch ihre Wirkung wurde inzwischen in den o. g. fünf Modellen untersucht, wobei der Einfluß des Sommerdeiches bzw. der Bauzustände 1973 und 1976 unberücksichtigt bleiben. Es ergaben sich interessanterweise meist Ermäßigungen (-) ab Brunsbüttel:

- FRANZIUS-INSTITUT 1966 für Nr. 78:

Otterndorf	+ 0,5 dm
Brunsbüttel bis Stadersand	- 2 dm
Hbg.-St. Pauli bis Zollenspieker	- 1,5 dm

- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU nach BERNDT et al. (1983) für die Sturmfluten Nr. 125 und 127:

Cuxhaven bis Ostemündung	+ 0,5 bis 1 dm
Ostemündung bis Hamb. Hafen	0 bis + 0,5 dm
Hamb. Hafen bis Geesthacht	- 0,5 dm bis 0

(Diese Versuche liefern als einzige für einen Großteil der Unterelbe HThw-Erhöhen.)

- SÜNDERMANN und ZIELKE (1983) für dieselben Sturmfluten:

Otterndorf	+ 0,5 bis + 1,5 dm
Brunsbüttel	- 1 bis + 0,5 dm
Brokdorf	- 1,5 dm
Krautsand bis Schulau	- 2 dm
Hbg.-St. Pauli	- 2 bis - 1,5 dm

(Nur die Ergebnisse in diesem Modell liefern HThw-Absenkungen in Hamburg um 2 dm und fallen damit aus dem Rahmen.)

- THEUNERT und ZIELKE (1983) für Sturmflut Nr. 125:

Cuxhaven bis Brunsbüttel	0
Brokdorf bis Hbg.-St. Pauli	- 0,5 dm

- dhi mit unterem Modellrand 40 km unterhalb Cuxhavens:

Ort	HThw-Veränderung in dm für Sturmflut Nr.				
	78	125	147	HIST/1	Nach-HIST/1
Brunsbüttel	0	0	0	-0,5	0
Brokdorf bis Stadersand	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	0
Hbg.-St. Pauli bis Zollenspieker	-0,5	-0,5	-0,5	-1	0

Die Entwicklung der Wasserstandsunterschiede an zwei Pegeln zeigt Abb. 15. Sie gestalten sich anders als durch die Eindeichung von Krautsand: Bei Flut sind zwei Maxima ausgebildet, die sich von Brokdorf mit der Tide bis Bunthaus fortpflanzen. Da der Abfall nach dem zweiten Maximum sehr früh beginnt, werden die HThw ermäßigt.

Die Abhängigkeit der HThw-Veränderung von der Sturmfluthöhe zeigt Abb. 17 für Brokdorf und für Hbg.-St. Pauli. Daraus und aus obiger Tabelle gehen folgende HThw-Ermäßigungen für hohe Ereignisse bei ziemlich großer Streuung hervor:

Brunsbüttel	0,5 bis 0 dm
Brokdorf, Stadersand	rd. 0,5 dm
Hbg.-St. Pauli, Zollenspieker	1 bis 0 dm

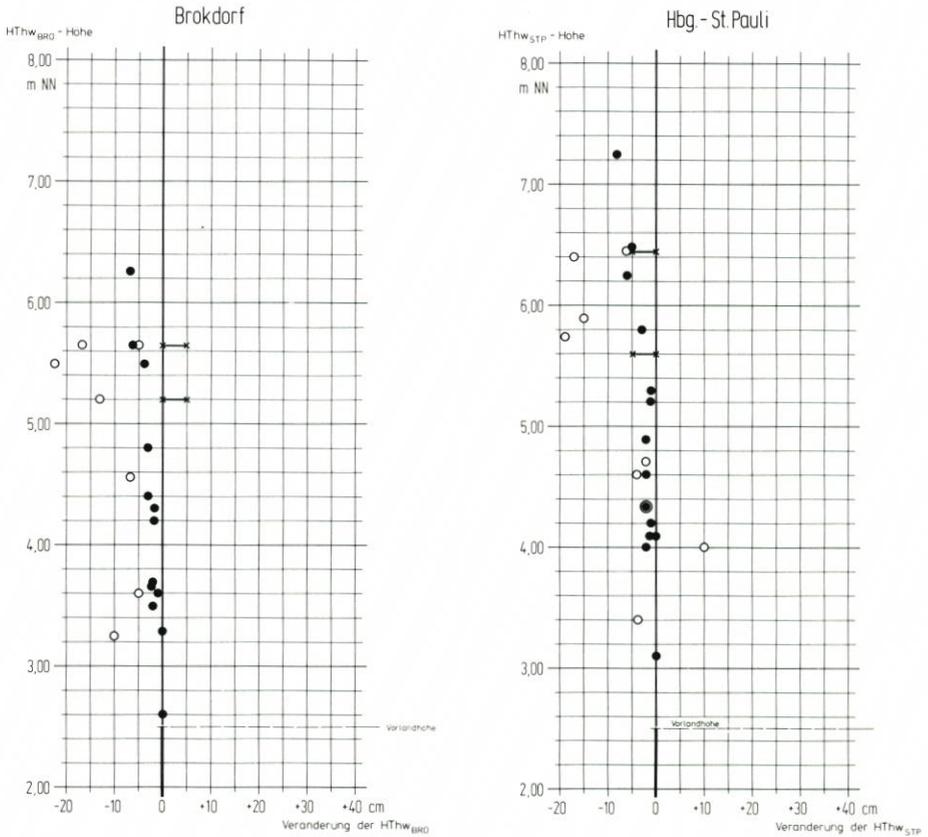


Abb. 17: Wirkung der Eindeichung Nordkehdingens auf die HTHw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten nach dhi; offene Kreise zeigen die Ergebnisse des Franzius-Instituts, von Sündermann/Zielke und von Theunert/Zielke, Kreuze diejenigen der Bundesanstalt für Wasserbau

3.9 Fahrwasservertiefungen

Schon seit Mitte des 19. Jahrhunderts bemühte man sich, das Fahrwasser der Elbe von der Mündung bis nach Hamburg zu vertiefen. Zunächst galt es nur, einzelne Barren zu beseitigen, mit der Zeit dehnte sich das Baggergebiet jedoch immer weiter aus, bis schließlich für den 13,5-m-Ausbau auch schon Strecken der Außenelbe vertieft werden mußten. Die letzten Maßnahmen waren:

- 1936 bis 1950 Ausbau auf 10 m unter KN
- 1957 bis 1961 Ausbau auf 11 m unter KN
- 1964 bis 1969 Ausbau auf 12 m unter KN
- 1974 bis 1978 Ausbau auf 13,5 m unter KN

Das Modell 1950 des dhi enthält also ein 10 m tiefes Fahrwasser*, das Modell 1977 ein 13,5 m tiefes, das Modell 1950/77 ein 10 m tiefes* bei Deichen wie 1977, das Modell 1984 ein 14 m tiefes Fahrwasser.

* Norderelbe oberhalb der Elbbrücken: 5 m unter KN, Köhlbrand und Süderelbe bis Harburg: 8 m unter KN

Tabelle 3. Einfluß der Fahrwasservertiefung in der Elbe von 10 auf 13,5 m KN auf die Höhen des MThw, mittelhoher (Nr. 64, 65, 66, 126, 131, 132, 146, 148) und hoher Sturmfluten (vgl. Tab. 1)

Ort	mittl. Tide	Thw- bzw. HThw-Veränderung in dm für Sturmflut-Nr.													Nach- HIST/1	2085A	2085A*
		64	65	66	125	126	131	132	146	147	148	HIST/1	HIST/1				
Brunsbüttel	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,5	0	-0,5	1	1
Brokdorf	-0,5	0	0,5	0	0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-0,5	-0,5	0,5	1
Glückstadt	0	0,5	0,5	-0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5
Kollmar	1	1	0,5	0	1	0	1	0,5	1	0,5	0,5	0,5	1	0,5	0,5	1,5	2
Stadersand	2	1	0,5	0,5	1	1	1,5	1	2,5	1,5	1	1	1	0,5	0,5	1,5	1,5
Schulau	1,5	1	0	0,5	1	1	2	1	2,5	1	0,5	1	1	0,5	0,5	1	1
Hbg.-St. Pauli	1,5	1	0	0	1	1	2	1,5	2	1,5	1	1	1	0,5	0,5	1	1
Bunthaus	1,5	1	0	0	1	1	2	1,5	2	1,5	1	1	1	0,5	0,5	1	1
Zollenspieker	1,5	1	0	0	1	1	2	1,5	2	1,5	1	1	1	0,5	0,5	1	1
Geesthacht																1	1

* Einfluß der Fahrwasservertiefung vor der (damals tatsächlich noch nicht fertigen) Eindeichung von Hahnöfer Sand, Haselendorfer Marsch, Nordkehdingen und Krautsand.

Zur Untersuchung des Einflusses von Fahrwasservertiefungen in der Elbe auf die Höhe von Sturmflutschwellewasserständen fanden eine Reihe von Modellversuchen statt, allerdings alle mit unterschiedlichen Randbedingungen, so daß sie nur bedingt vergleichbar sind:

– FRANZIUS-INSTITUT 1967 im Zustand der Elbe von 1960 (tatsächliche Fahrwassertiefe: knapp 11 m, in Berichten jedoch stets als „12 m“ angegeben), aber mit allen Eindeichungen, für eine Vertiefung auf 15 m unter KN mit einer Sohlbreite, die fast das Doppelte der später auf 13,5 m ausgebauten betrug, und ohne Verifizierungsmöglichkeit für das vertiefte Modell. Dazu geben NASNER und PARTENSKY (1977) folgende Erhöhungen an:

Ort	Thw- bzw. HThw-Erhöhung in dm für		
	mittl. Tide	78	Sturmflut Nr. 78, um 1 m erhöht
Brunsbüttel	0	2	1
Glückstadt	0	2	1,5
Stadersand	2	4	4,5
Schulau	2,5	3,5	4,5
Hbg.-St. Pauli	2	4	4
Bunthaus	3	4	4,5
Zollenspieker	3	2,5	3,5

– BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU im Zustand der Elbe von etwa 1971 für eine Vertiefung von 12 auf 13,5 m bei der Sturmflut Nr. 78: Erhöhung des HThw bei Hbg.-St. Pauli um 1 dm.

– THEUNERT und ZIELKE (1983) im Zustand der Elbe von etwa 1975 mit folgenden Erhöhungen für eine Vertiefung von 11 auf 13,5 m KN:

Ort	Thw- bzw. HThw-Erhöhung in dm für	
	mittl. Tide	Sturmflut Nr. 125
Brunsbüttel	0	1,5
Brokdorf	0,5	1,5
Krautsand	1	1,5
Stadersand	2	1,5
Schulau	2,5	1,5
Hbg.-St. Pauli	2,5	1

Die Untersuchungen im dhi umfassen wiederum eine große Zahl von Sturmfluten, die in den Modellen 1950/77 und 1977 zu Vergleichen simuliert wurden. Sie bringen im einzelnen Veränderungen durch den Fahrwasserausbau von 1950 (10 m KN) auf 1977 (13,5 m KN) gemäß Tab. 3. Eine Beeinflussung durch den Oberwasserzufluß ist nicht zu erkennen.

Abb. 18 zeigt den Verlauf der Sturmflut Nr. 125 in drei Modellen des dhi – und damit auch die Vertiefungswirkung – an den Pegeln Kollmar, Stadersand, Hbg.-St. Pauli und Bunthaus. Abb. 19 demonstriert den Einfluß der topographischen Veränderungen unterhalb MTnw von 1950 bis 1978 für vier Pegel entlang der Elbe. Die Daten aus den in diesem Kapitel genannten älteren Quellen sind in Klammern angegeben, da sie – wie oben geschildert – eigentlich nicht mit denen des dhi vergleichbar sind. Generell ergeben sich für mittlere Tiden/hohe Sturmfluten folgende Einflüsse durch die Vertiefung von 10 auf 13,5 m KN:

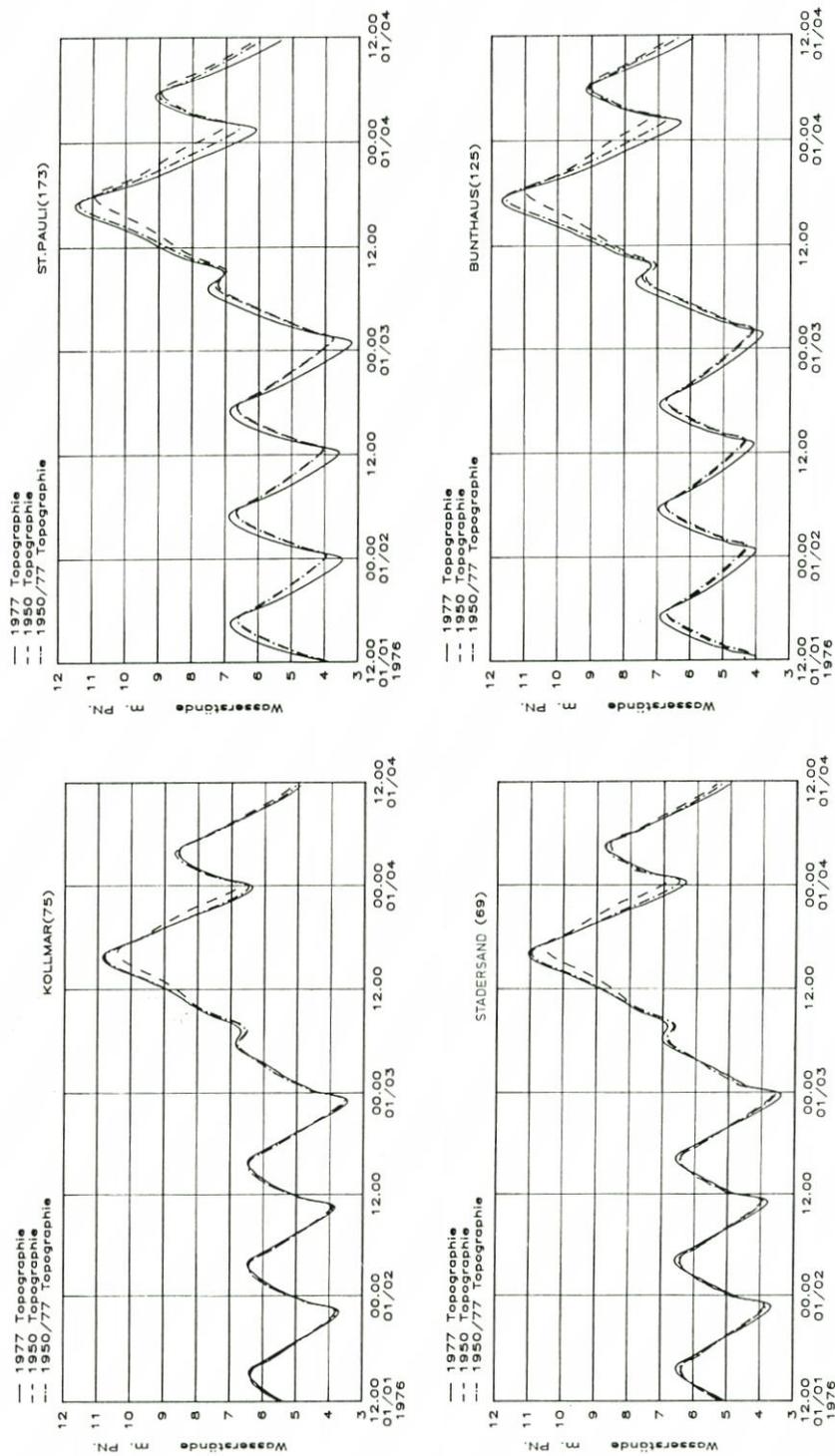


Abb. 18: Wirkung aller untersuchten Maßnahmen (Vergleich 1950 auf 1977) sowie der Fahrwasservertiefung allein (Vergleich 1950/77 auf 1977) auf den Ablauf der Sturmflut vom 3. 1. 76 an vier Orten

Brunsbüttel	0 dm/- 0,5 bis + 1 dm
Brokdorf	- 0,5 dm/- 0,5 bis + 1 dm
Stadersand	+ 1 dm/+ 0,5 bis 1,5 dm
Hbg.-St. Pauli	+ 2 dm/+ 1 bis 1,5 dm
Zollenspieker	+ 1,5 bis 2 dm/+ 0,5 bis 1,5 dm

Die Streuung der Ergebnisse ist im Stromspaltungsgebiet und in der Oberelbe recht groß. Die Veränderungen im Fahrwasser wirken sich dergestalt aus, daß von Brunsbüttel bis Kollmar viele Sturmfluten niedriger auflaufen, da sich die Strömungsverhältnisse geändert haben. Etwa ab Stadersand werden die Sturmfluten generell erhöht, in stärkerem Maße im Raume Hbg.-St. Pauli, aber auch noch deutlich in der Oberelbe.

Außerdem wird auf Abb. 18 deutlich, daß die Tnw und Thw oberhalb von Stadersand durch den Fahrwasserausbau früher eintreten. Das gilt zwar auch für die Sturmflutscheitel; bei diesen ist aber auch eine merkbliche Wirkung durch die Eindeichungen vorhanden.

Es kann vermutet werden, daß die Ergebnisse des FRANZIUS-INSTITUTS deswegen aus dem Rahmen fallen, weil das Modell möglicherweise im Raume Brokdorf-Stadersand nicht richtig kalibriert war. Das könnte auch eine Erklärung für die Widersprüche in Kap. 3.7 und die großen Werte in Kap. 3.8 sein.

4. Gemeinsame Wirkung aller untersuchten Maßnahmen von 1950 bis 1980

4.1 Ergebnisse

Die gemeinsame Wirkung aller untersuchten Maßnahmen wurde lediglich durch Vergleich der Ergebnisse in den dhi-Modellen ermittelt. Andere Quellen liefern nur Teilaussagen* und sind an den entsprechenden Stellen zitiert. Um die Modellergebnisse zu prüfen, wurden schließlich einige weitere Untersuchungen vorgenommen, die in der zweiten Hälfte dieses Abschnittes vorgestellt werden.

Abb. 18 zeigt bereits für vier Pegel die Ergebnisse für die Sturmflut vom 3.1. 76. Insgesamt wirken die einzelnen Baumaßnahmen auf die jeweiligen Sturmfluten unterschiedlich, so daß somit der Gesamteinfluß aus allen Maßnahmen nicht durch Addition der Einzeleinflüsse bestimmt werden kann, wie sie aus Tab. 4 hervorgehen. Für einige Eingriffe wurden auch verschiedene Modellversuche mit ungleichen Ergebnissen gerechnet, so etwa:

Elbe im Zustand 1950, jedoch mit Maßnahme x, oder: Elbe im Zustand 1977, jedoch ohne Maßnahme x. Tatsächlich aber wurde die Maßnahme x z. B. 1970 bis 72 durchgeführt.

Daher lassen die Untersuchungen für die Einzelmaßnahmen eine Angabe der Größenordnung zu, wenn auch die Hauptaussage auf dem geschlossenen Ergebnis für alle Veränderungen liegt. Dazu liegen auf Abb. 20 bis 23 sehr viele Ergebnisse vor. Sie zeigen zusammengefaßt folgende Erhöhung der Scheitel hoher Sturmfluten:

Brokdorf	2 bis 4 dm
Kollmar	3 bis 4,5 dm
Stadersand	3 bis 5 dm
Hbg.-St. Pauli	5 bis 6 dm
Altenwerder	5 bis 6 dm
Bunthaus	6 bis 9 dm
Zollenspieker	6,5 bis 9 dm

* Siehe dazu das Vorwort

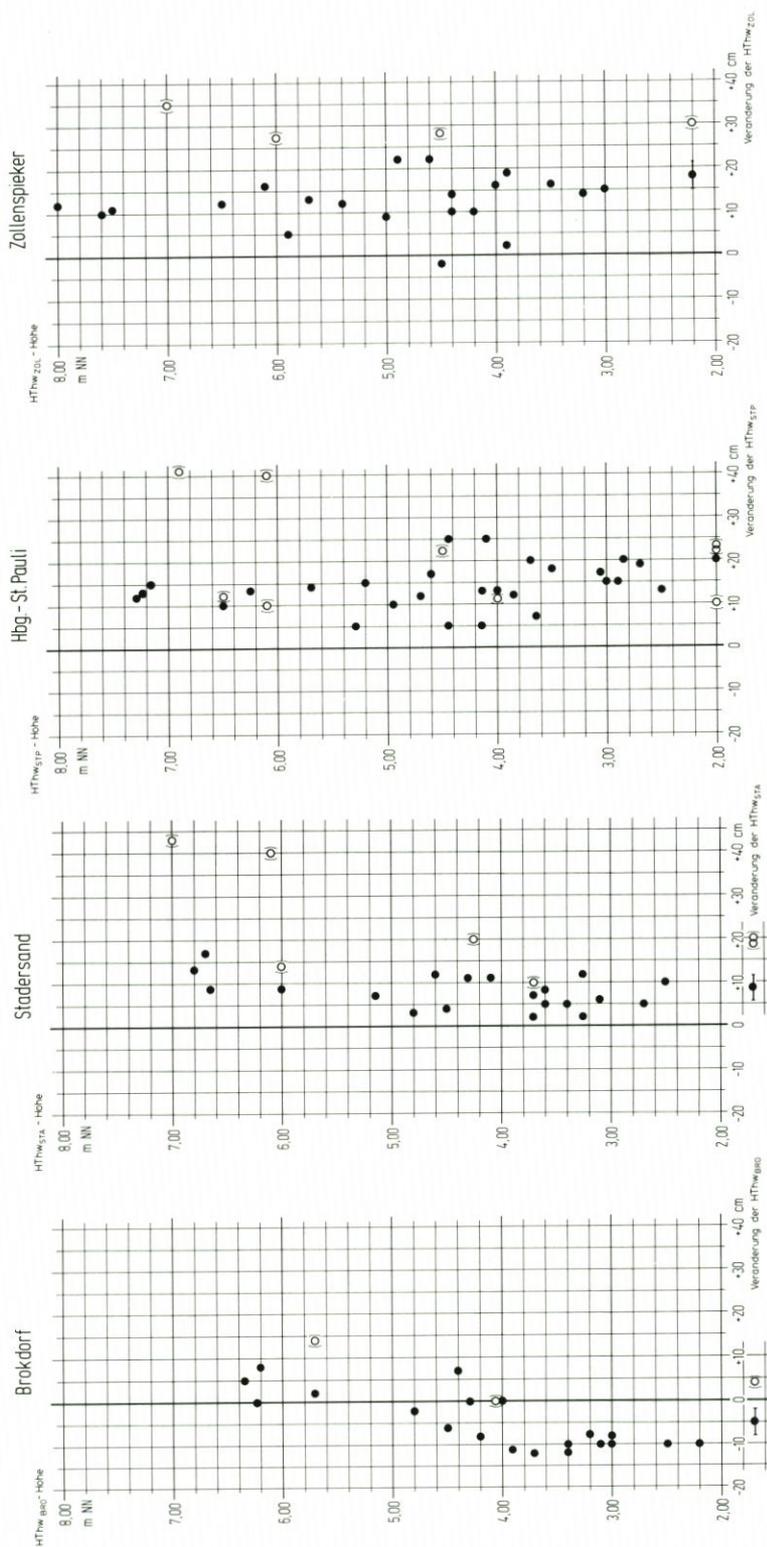


Abb. 19: Wirkung der Fahrwasservertiefung von 1950 bis 1977 auf die HTW-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden nach dhi; frühere, nicht identische Untersuchungsergebnisse sind angedeutet

Tabelle 4. Wirkung von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Scheitelwasserstände sehr hoher Sturmfluten in der Elbe

Maßnahme	HThw-Erhöhung in dm bei			Zollenspieker
	Brokdorf	Stadersand	Hbg.-Str. Pauli	
Absperrung von Seeve, Ilmenau und Billwerder Bucht; Vordeichung Oortkaten	0	0	0,5 bis 1	2 bis 3
Neue Deichlinie Harburg bis Este; Absperrung Alte Süderelbe	0 bis 1	0,5 bis 2	0,5 bis 1,5	0,5 bis 2
Eindeichung Hahnöfer Sand; Absperrung Schwinge, Krückau und Pinnau	0,5 bis 1	1 bis 1,5	0,5 bis 1,5	1 bis 1,5
Absperrung von Lühe und Stör	0	0	0	0
Eindeichung Haseldorfer Marsch	0 bis 1	0,5 bis 1	0 bis 1	0,5 bis 1
Eindeichung Krautsand	rd. 1	rd. 0,5	0 bis 1	0,5 bis 1
Eindeichung Nordkehdingen	-0,5 bis 0	-0,5 bis 0	-1 bis 0	-1 bis 0
Fahrwasservertiefung von 10 auf 13,5 m KN	-0,5 bis +1	0,5 bis 1,5	1 bis 1,5	0,5 bis 1,5
Vergleich 1950 auf 1980	2 bis 4	3 bis 5	5 bis 6	6,5 bis 9

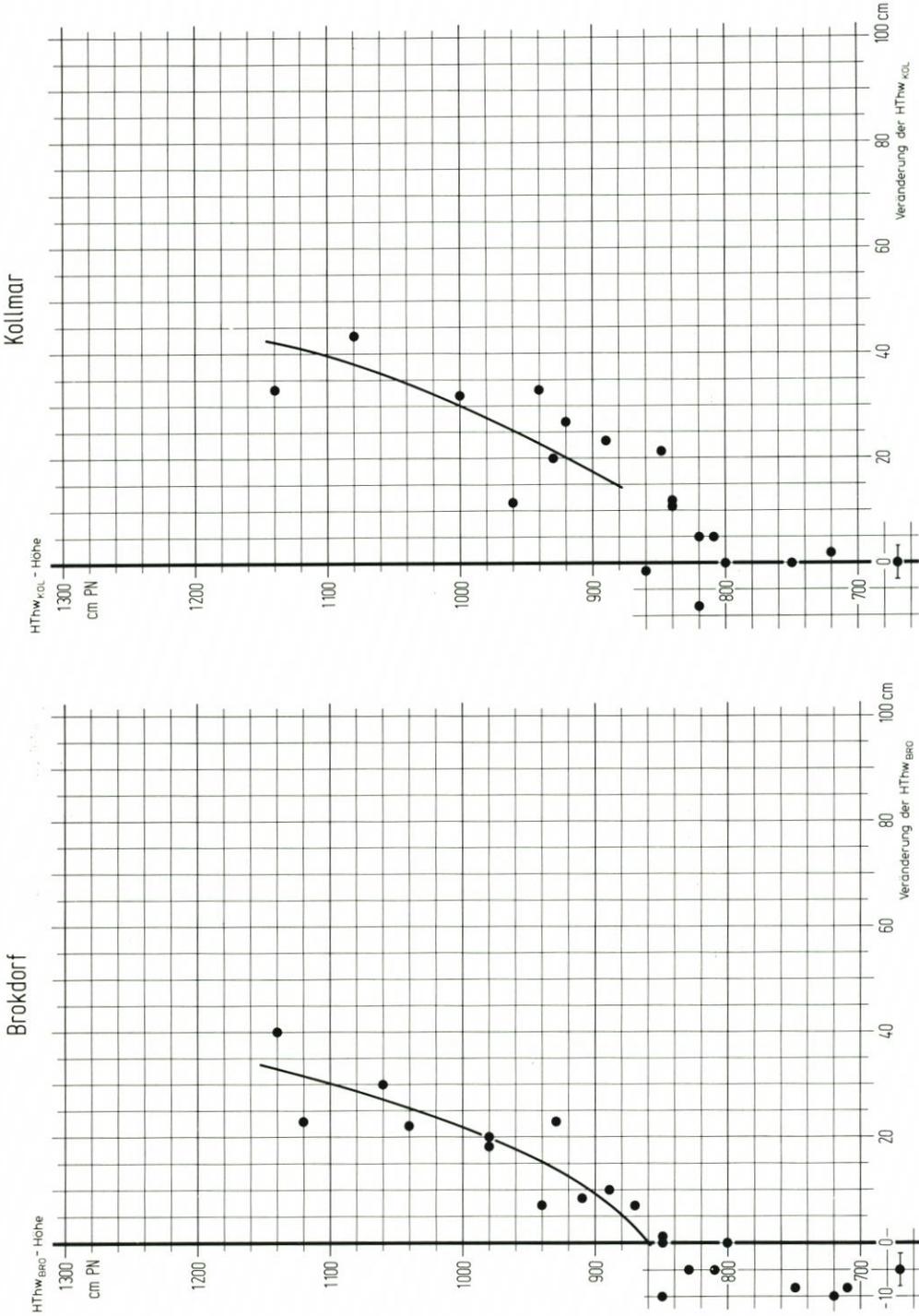


Abb. 20: Gemeinsame Wirkung aller vom dhi untersuchten Baumaßnahmen auf die HTW-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden bei Brokdorf und Kollmar mit Trendangabe im oberen Bereich

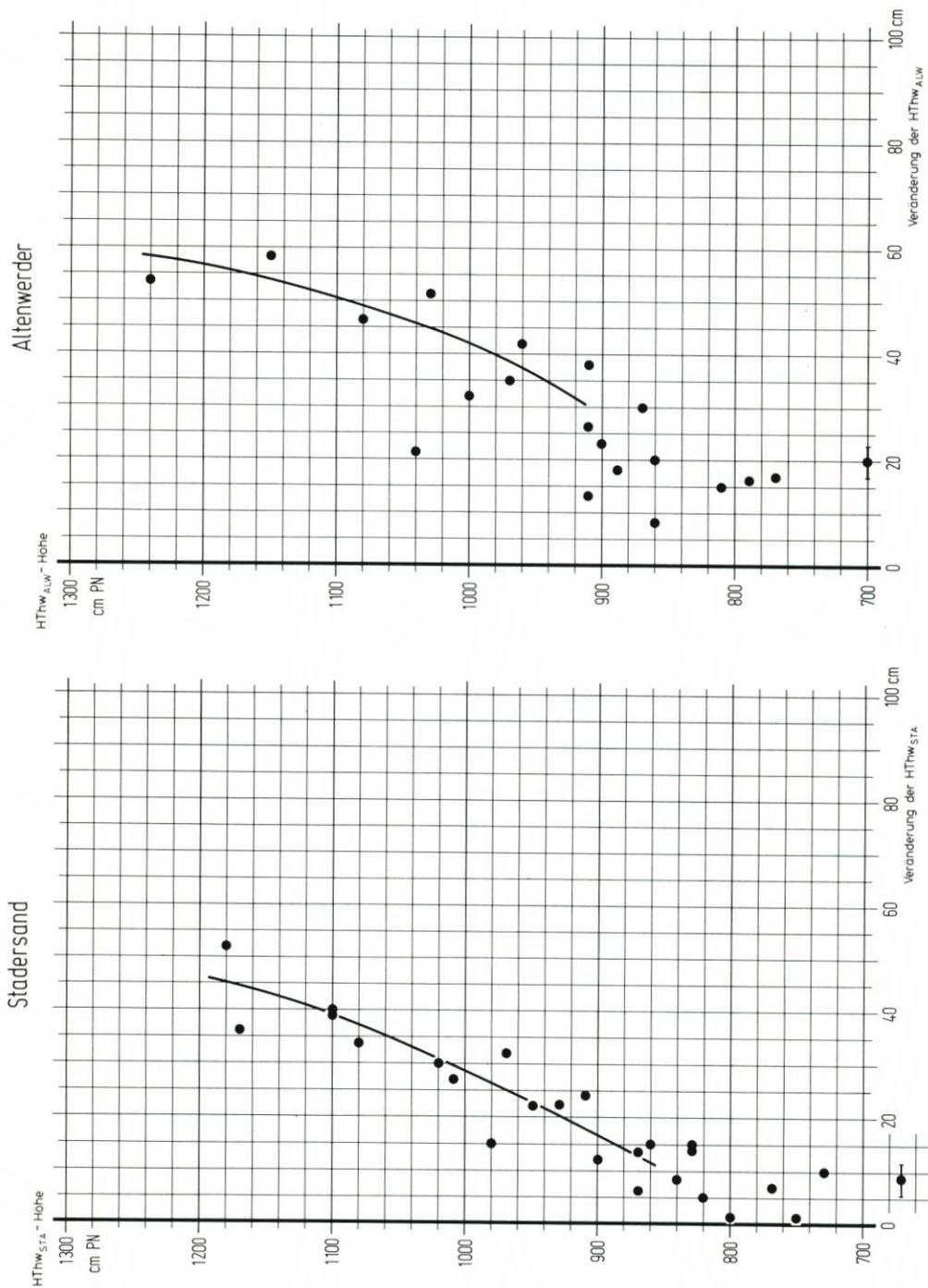


Abb. 21: Gemeinsame Wirkung aller vom dhi untersuchten Baumaßnahmen auf die HTThw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden bei Stadersand und Altenwerder mit Trendangabe im oberen Bereich

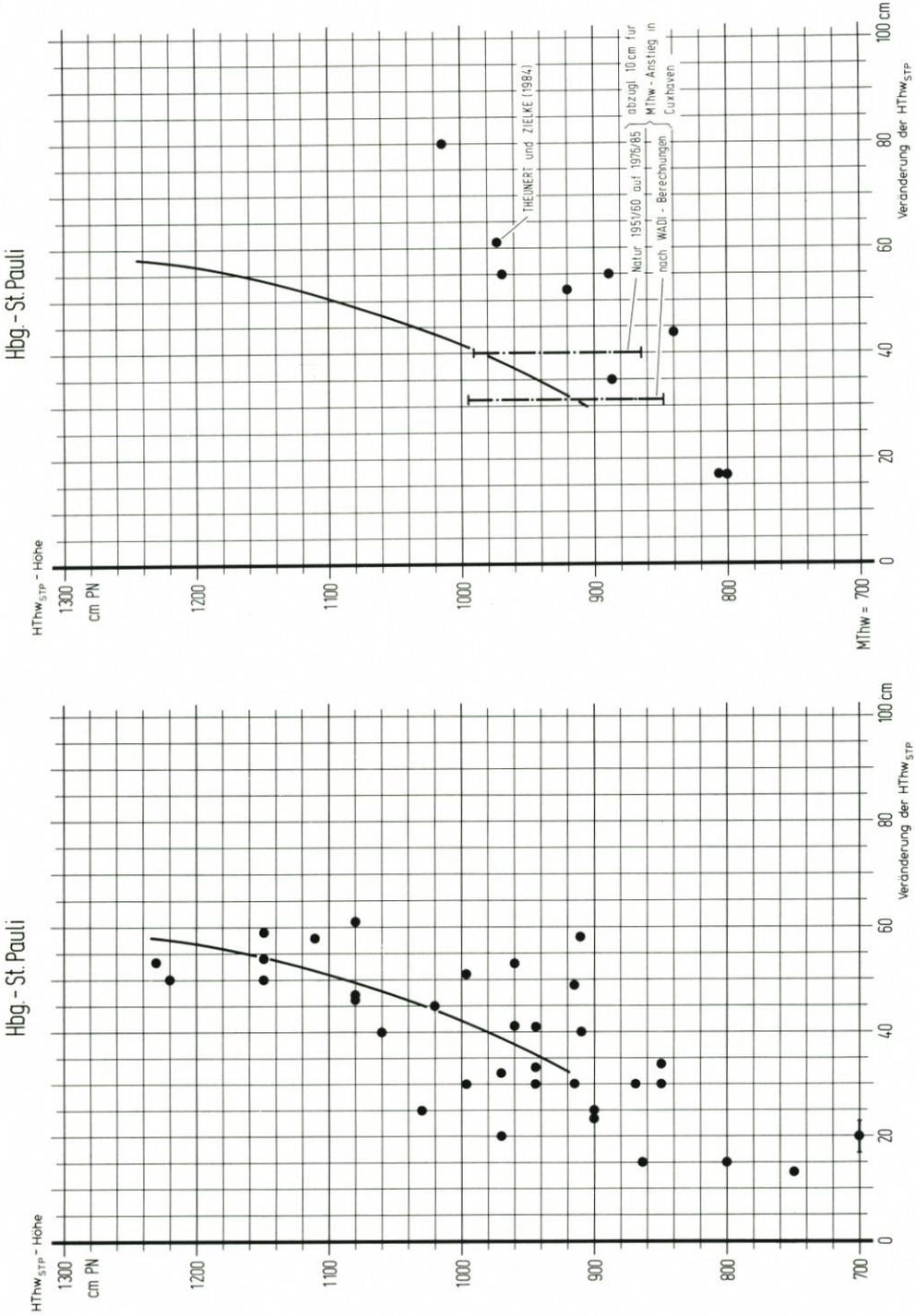


Abb. 22: Gemeinsame Wirkung aller vom dhi untersuchten Baumaßnahmen auf die Hthw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden bei Hbg.-St. Pauli mit Trendangabe im oberen Bereich (links) und weiteren Analysen

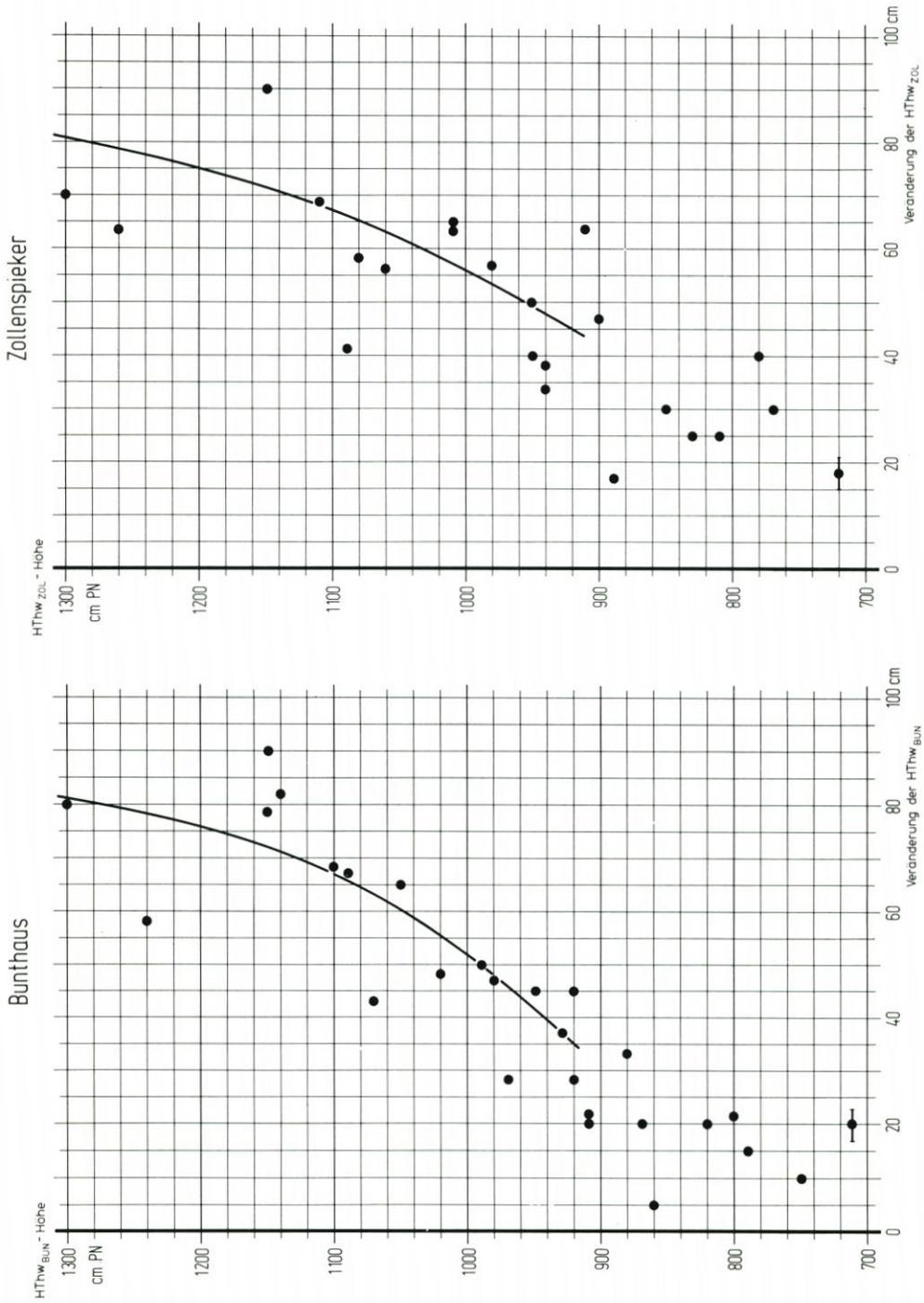


Abb. 23: Gemeinsame Wirkung aller vom dhi untersuchten Baumaßnahmen auf die HTHw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden bei Bunthaus und Zollenspieker mit Trendangabe im oberen Bereich

Um den tatsächlichen Ablauf der Veränderungen näherungsweise nachvollziehen zu können, wurden schließlich vom dhi mit der Bemessungssturmflut 2085A die folgenden 10 Simulationen durchgeführt:

1. Zustand 1950: Modell 1950, Fahrwassertiefe 10 m, einschließl. Überschwemmungsgebiete der Nebenflüsse
2. Zustand 1961: Modell 1950 (Pkt. 1) mit Wehr bei Geesthacht
3. Zustand 1963 wie 2., aber zusätzlich Alte Süderelbe abgesperrt
4. Zustand 1970: wie 3., aber zusätzlich Billwerder Bucht, Krückau und Pinnau abgesperrt
5. Zustand 1972: wie 4., aber zusätzlich Schwinge abgesperrt
6. Zustand 1974: wie 5., aber zusätzlich Seeve und Ilmenau abgesperrt sowie Vordeichung bei Oortkaten
7. Zustand 1977: wie 6., jedoch mit Fahrwassertiefe 13,5 m
8. Zustand 1978: wie 7., jedoch zusätzlich Hahnöfer Sand, Haseldorfer Marsch und Nordkehdingen eingedeicht
9. Zustand 1979: wie 8., jedoch zusätzlich Krautsand eingedeicht (dies ist identisch mit dem dhi-Modell 1977)
10. wie 9., jedoch im Modell 1950.

Ergebnisse dieser Simulation sind für verschiedene Orte an der Elbe auf Tab. 5 zusammengestellt. In Kap. 5 werden die nicht untersuchten Eingriffe kommentiert.

Die Zahlen sind zwar durch viele Modellrechnungen im dhi gestützt, müssen damit aber nicht zwangsläufig die natürlichen Verhältnisse richtig wiedergeben. Um diesen Nachweis zu erbringen, wurden parallel von THEUNERT und ZIELKE (1984) in deren Modell die höchsten Sturmfluten um 1950 gerechnet. Dabei mußten die Windverhältnisse über der Elbe geschätzt werden, da Daten fehlen. Die Differenz „Rechnung im Zustand 1975 minus Natur um 1950“ läßt Rückschlüsse über die Veränderungen zu (Abb. 22 für Hbg.-St. Pauli). Die Autoren kommen zu einer „Erhöhung von rd. 50 cm und einer Laufzeitverkürzung von rd. 1 h“. Interne Untersuchungen mit dem WADI-Modell des STROM- UND HAFENBAU HAMBURG führten für mittelhohe Sturmfluten einschl. der Veränderung der mittleren Tide an der Mündung zu einem Mittelwert von 41 cm bei Hbg.-St. Pauli. Ein Vergleich der Höhen aller mittelhohen Sturmfluten (weil es hohe um 1950 nicht gab!) von 1951/60 und von 1976/85 liefert einschl. aller meteorologischen und säkularen Wirkungen einen Anstieg um 50 cm. Damit werden für diese Höhen und diesen Pegel die dhi-Berechnungen bestätigt, wenn von den letzten beiden Vergleichen jeweils 10 cm für den MThw-Anstieg in Cuxhaven in den letzten 30 Jahren abgezogen werden (Abb. 22). Sie werden abgesichert durch Untersuchungen des dhi mit konstruierten Windstaukurven, die für mittelhohe Sturmfluten bei Hbg.-St. Pauli i. M. 4 dm Erhöhung brachten.

Abb. 24 zeigt generalisiert die Abhängigkeit der Sturmfluterhöhung von der Sturmfluthöhe nach den dhi-Ergebnissen. Weiterhin ermöglichen die Eintrittszeit- und Höhendifferenzen der wichtigsten Elbepegel zu den Werten in Cuxhaven einen Überblick über die zeitlichen und höhenmäßigen Variationen und Entwicklungen von 1951/55 bis 1976/80. Für insgesamt 16 Stationen wurden die täglichen Wasserstände sortiert und gemittelt (SAARE u. SIEFERT, 1985):

Die Sturmfluthöhen sind in den letzten 30 Jahren an der Mündung in Cuxhaven deutlich angestiegen. Diese Entwicklung ist nicht Elbe-spezifisch, sondern allgemein an der deutschen Nordseeküste festzustellen. In der Elbe selbst, wo heute hohe Sturmfluten bis Hamburg stromauf ansteigen und dann bis Zollenspieker etwa gleich hoch bleiben, ist die Entwicklung

Tabelle 5. Höhe der „Bemessungsurmflut“ 2085A in verschiedenen Ausbauzuständen in und an der Elbe; nähere Erläuterungen in Kap. 4.1

Zustand	HTHw-Höhe 1950 (in m NN) sowie Veränderungen gegen 1950 (in m) an den Pegeln									
	Geesthacht	Altengamme	Zollenspieker	Harburg	Hbg.-St. Pauli	Schulau	Stadersand	Glückstadt	Brokdorf	Brunsbüttel
1950	7,45	7,16	6,94	6,78	6,73	6,47	6,29	6,05	5,96	5,83
1961	-0,05	0,01	0	0	0	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
1963	-0,02	0,04	0,04	0,05	0,06	0,11	0,10	0,07	0,05	0,04
1970	0,02	0,09	0,09	0,11	0,12	0,17	0,16	0,14	0,11	0,08
1972	0,06	0,14	0,14	0,15	0,16	0,21	0,20	0,20	0,17	0,11
1974	0,34	0,45	0,44	0,34	0,28	0,25	0,22	0,21	0,17	0,11
1977	0,45	0,54	0,55	0,46	0,43	0,43	0,39	0,32	0,25	0,21
1978	0,47	0,57	0,57	0,47	0,44	0,45	0,45	0,39	0,30	0,24
1979	0,54	0,64	0,63	0,53	0,50	0,51	0,52	0,46	0,40	0,31
1950/1979	0,42	0,52	0,53	0,41	0,37	0,37	0,39	0,38	0,35	0,29

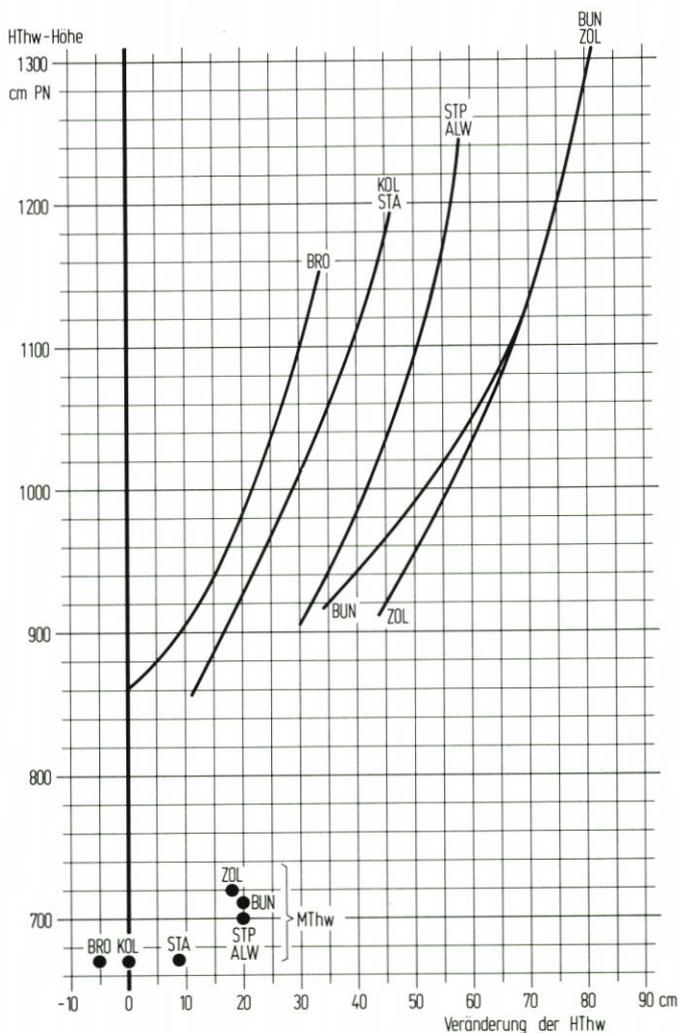


Abb. 24: Gemeinsame Wirkung aller vom dhi untersuchten Baumaßnahmen auf die HThw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten und mittlerer Tiden in der Elbe (generalisiert)

differenzierter: In Hamburg ist ein fast gleichmäßiger HThw-Anstieg erkennbar. Dieser ist vor 1966/75 in der Elbe von Cuxhaven bis Stadersand nicht vorhanden; erst danach wird er deutlich. In Brokdorf verändern sich die Höhendifferenzen gegen Cuxhaven in all den Jahrzehnten kaum, so daß bis hier fast nur der seeseitige Einfluß wirkt.

Für das Kollektiv aller Sturmfluten, die in Cuxhaven mindestens 850 cm NN - 5 m erreichten, ergeben sich von 1951/55 (3 Ereignisse) auf 1976/80 (6 Ereignisse) folgende HThw-Erhöhungen, die auch die Eigenarten der jeweiligen, für beide Zeiträume unterschiedlichen, Windstauverhältnisse enthalten:

Pegel	Differenzen zu Cuxhaven (einschl. Standardabweichungen; in dm)		
	1951/55	1976/80	Zunahme
Brokdorf	1 ± 1	1,5 ± 1,5	0,5
Kollmar	1,5 ± 1,5	3 ± 3	1,5
Stadersand	2 ± 1,5	4 ± 3	2
Schulau	2,5 ± 1,5	6 ± 3	3,5
Blankenese	3 ± 1	7 ± 3	4
Hbg.-St. Pauli	4 ± 1	8,5 ± 2,5	4,5
Schöpfstelle	4,5 ± 1	9,5 ± 3	5
Altenwerder	4 ± 1,5	8,5 ± 2,5	4,5
Harburg	4,5 ± 1	9 ± 2,5	4,5
Bunthaus	4,5 ± 0,5	9,5 ± 2,5	5
Zollenspieker	4,5 ± 1	10 ± 2	5,5

Diese Zahlen sind nicht unmittelbar mit den Modellrechnungsergebnissen nachvollziehbar, weil es sich um einen Vergleich unterschiedlicher Ereignisse aus zwei Zeiträumen und nicht um identische Ereignisse in zwei Elbezuständen handelt, sie bestätigen aber, daß die Wirkung der Eingriffe in den letzten drei Jahrzehnten in der Oberelbe stärker als in Hbg.-St. Pauli und auch in der Unterelbe noch bemerkenswert ist.

Die Eintrittszeit-Differenzen der HThw gegen Cuxhaven verhalten sich in der Elbe etwas anders: In Brokdorf haben sie sich bis heute praktisch nicht verändert (rd. 1.30 h). In Stadersand nehmen sie seit 1971/80 ab, von Schulau bis Zollenspieker etwa seit 1966/75. Die Verkürzung dieser Differenzen ist erheblich (in Hamburg rd. 50 min/20 Jahren, in Zollenspieker rd. 60 min/20 Jahren). Berücksichtigt man dabei den starken Anstieg der Höhendifferenzen zu Cuxhaven an diesen Orten und den HThw-Anstieg in Cuxhaven selbst, so ist generell von einer Erhöhung der Sturmfluthöhen in der Elbe bei gleichzeitiger Verkürzung der Laufzeit auszugehen, wobei beides verstärkt für den Bereich oberhalb von Stadersand gilt.

4.2 Statistische Analysen und Genauigkeiten

Die gemessenen und vom dhi berechneten Wasserstände (HThw) sind in Tab. 2 aufgestellt. Es liegt eine sehr gute Übereinstimmung ohne einseitige Abweichung vor. Der Korrelationskoeffizient zwischen gemessenen und simulierten Werten ist 0.996 in den Modellen 1977 und 1984 und 0.989 im Modell 1950. Durch mehrere kleinere Modellverbesserungen in Verbindung mit den verschiedenen Sturmflutstudien haben sich die modellsimulierten Hochwasserstände etwas von Studie zu Studie geändert, wie die Tabelle ausweist.

Zu den Genauigkeiten seien schließlich BLOSS und ZIELKE (1986) zitiert, die speziell die Brauchbarkeit der dhi-Modelle zu untersuchen hatten:

„Es muß ausdrücklich festgestellt werden, daß die vom dhi aufgrund seiner Modellrechnungen getroffenen Hauptaussagen nicht angezweifelt werden können. Diese betreffen die Quantifizierung der in den letzten dreißig Jahren beobachteten Änderungen der Sturmflutwasserstände und vor allem ihre anteilige Zuordnung zu den Ursachen, d. h. den Deichmaßnahmen in Unterelbe, Hamburg und Oberelbe, Fahrwasservertiefung, Wehr Geesthacht und Absperrung von Nebenflüssen. Betont sei, daß die Unsicherheiten, die hier zum Ausdruck kommen, nicht eine unzureichende Modelltechnik ausdrücken, sondern die Abhängigkeit vom individuellen Sturmflutereignis zum einen und die Fehlerhaftigkeit von Eingangsdaten

zum anderen. Bei Vorgabe einer historischen oder synthetischen Sturmflut an der Elbemündung, bei Vorgabe eines Windfeldes und des Oberwasserzuflusses und bei noch zu verbessernden topographischen Daten vor allem für die Vorländer kann erwartet werden, daß die Sturmfluten längs der gesamten Elbe mit einer Genauigkeit von etwa 10 cm berechnet werden. Dies berücksichtigt die verbesserte Eichung der Modelle, die z. T. nach den hier beschriebenen Untersuchungen weitergeführt wurde.

Es gibt gegenwärtig keinen Grund für die Annahme, daß die anthropogene Erhöhung noch wesentlich weiter fortschreitet. Als Begründung für diese Aussage sei wiederum der verhältnismäßig geringe Einfluß der veränderten Flußmorphologie auf die Höchstwasserstände angeführt; die Deichlinien und Sperrwerke sind in den letzten acht Jahren nicht mehr verändert worden. Es ist aber nötig, die numerischen Modelle ständig den neuesten topographischen Daten anzupassen.“

5. Nicht untersuchte Eingriffe

Neben den untersuchten verbleiben eine Reihe weiterer Eingriffe, die im folgenden aufgeführt und – soweit möglich – hinsichtlich ihrer Wirkung abgeschätzt werden. Zur Lage der anthropogenen Veränderungen sei auf Abb. 1, 6, 10 und 11 verwiesen.

a) Maßnahmen in der Elbe:

Ausbau der Rhinplatte bei Glückstadt bis 1 m über MThw (1953/60); Uferverspülung vom Stör-Leitdamm bis zum Bütteler Hafenpriel (1964/69); Verbindungsdamm zwischen Neßsand und Hanskalbsand ca. 2 m über MThw (1967/68); Aufspülung des Schwarztonnensandes auf 1,5 bis 1,8 m über MThw (1972/77).

Es handelt sich ausschließlich um kleinere Maßnahmen, die nur lokale Veränderungen hervorrufen konnten, da sie weder das Strömungsverhalten noch das Tidevolumen nennenswert veränderten. Bei mittleren wie hohen Sturmfluten sind keine Auswirkungen zu erwarten.

b) Absperrung von Oste (1968) und Stör (1975):

In Kap. 3.2 wird darauf hingewiesen, daß die Wirkung der Absperrung der Stör nur im Modell des FRANZIUS-INSTITUTS untersucht wurde und sich als vernachlässigbar klein ergab. Es drängt sich ein Vergleich mit der Wirkung der Maßnahmen vor Schwinne, Pinnau und Krückau auf (Erhöhung hoher Sturmfluten bis 1 dm). Der Unterschied liegt jedoch auf der Hand: Oste und Stör wurden 4 bzw. 1 km oberhalb ihrer jeweiligen Mündungen in die Elbe ohne zusätzliche Eindeichungen abgesperrt. Außerdem ist wegen geringer Wassertiefen und stark gewundener Flußläufe der Tidefortschritt in den Nebenflüssen nur etwa halb so groß wie in der Elbe (SIEFERT, 1976), und damit wäre ohne Sperrwerk praktisch keine Entlastung der Sturmfluthöhen in der Elbe zu erwarten, selbst wenn dabei die erhöhende Wirkung des Oberwasserzuflusses vernachlässigt wird.

c) Maßnahmen im Hamburger Stromspaltungsgebiet:

Sperrwerke für die Alsterfleete (1962/67); Absperrung der Dove Elbe (Tatenberger Schleuse, 1951); Vordeichungen auf Wilhelmsburg und zwischen Gauert und Oortkaten (1966/69)

In Kap. 3.2 ist erwähnt, daß die Eindeichungen zwischen Oortkaten und Warwisch (1,6 km²) lediglich zu HThw-Erhöhungen bis 0,5 dm führen, und zwar nur örtlich eng begrenzt. Da die übrigen, oben gen. Eindeichungen flächenmäßig wesentlich kleiner und örtlich verstreut sind, ist deren Einfluß sicherlich vernachlässigbar.

Durch die Tatenberger Schleuse wurde ein Überschwemmungsgebiet von i. M. 0,5 km

Breite zwischen den Hauptdeichen (und etwa der Hälfte zwischen den Sommerdeichen) und etwa 10 km Länge abgesperrt. Da diese Fläche vor 1951 nur langsam und erst sehr spät gefüllt werden konnte, konnte die Wirkung auf die Sturmflutscheitel nur gering sein.

d) Hafenspolder in Hamburg:

Nach der Sturmflut vom 3. 1. 1976 wurden im Hafengebiet rd. 60 öffentliche und private Hochwasserschutzpolder geschaffen, deren Wand- bzw. Deichhöhe meist bei 7,5 m NN liegt, sowie einzelne Flächen auf 7,2 m NN aufgehöhht. Die eingepoldernten Flächen weisen fast ausnahmslos Geländehöhen über 5 m NN, zu etwa einem Viertel über 6 m NN, auf. Da sämtliche dhi-Rechnungen mit 100%iger Einpolderung (als Folge unendlich hoch angenommener Kaimauern) durchgeführt wurden, könnten die Wirkungen der Hafenspolder erst bei $H_{Thw_{Hbg}}$ deutlich über 5 m NN auftreten, also nur bei hohen Sturmfluten, wogegen sie ja auch konzipiert sind. Nach SIEFERT und LASSEN (1986) ergeben sich für das Stromspaltungsgebiet folgende Flächen:

Norder- und Süderelbe:	1230 ha
Hafenflächen:	1230 ha
Landflächen über 5,5 m NN:	2000 ha (1976)
	300 ha (1981)

Dennoch zeigt dort ein Vergleich von Sturmflutabläufen vor und nach Einpolderung praktisch keine Veränderungen. Wenn sie bemerkbar wären, so müßte sich dieses dadurch gezeigt haben, daß hohe Sturmfluten in den dhi-Berechnungen höher als in der Natur simuliert wurden, sofern sie vor dem Bau der Hafenspolder eintraten. Tab. 2 zeigt dazu für Hbg.-St. Pauli keine signifikanten Hinweise. Bei noch höheren Sturmfluten müßte eine Wirkung der Polder zudem zu höheren H_{Thw} -Erhöhungen als für die Flut vom 3. 1. 76 führen. Das ist jedoch eindeutig nicht der Fall, so daß tatsächlich die Wirkung der Hafenspolder unbedeutend sein muß.

6. Schriftenverzeichnis

- BERNDT, D., HARTEN, H. u. ROHDE, H.: Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen. Die Küste, H. 38, 1983.
- BLOSS, S. u. ZIELKE, W.: Sturmflutereignisse in der Unterelbe – Vergleich und Bewertung von hydraulischen, numerischen und statistischen Untersuchungen. Inst. für Strömungsmechanik der Univ. Hannover, 1986.
- HANSEN, W.: Wissenschaftliches Gutachten über die Grundlagen für die künftige Gestaltung des Hochwasserschutzes in Hamburg, 1965 (unveröff.).
- KRAUSE, M. u. REUTER, F.: Die Staustufe Geesthacht. Teil 1 bis 5. Die Wasserwirtschaft, H. 4, H. 7, H. 9, H. 10, H. 11, 1963.
- LENKUNGS-AUSSCHUSS: Untersuchungen über Maßnahmen zum Sturmflutschutz der Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- NASNER, H. u. PARTENSKY, H.-W.: Modellversuche für die Tideelbe. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 45, 1977.
- PLATE, E. J.: Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe. Die Küste H. 38, 1983.
- REF. HYDROL. UNTERELBE: Sturmfluten von 1901 bis 1984 vor der südlichen Nordseeküste und in Hamburg. Hamb. Küstenf., H. 44, 1985.
- SAARE, H.-O. u. SIEFERT, W.: Die Sturmflutentwicklung in der Elbe von 1950–1980 als Mittelwerte über 5 und 10 Jahre. Ref. Hydr. Unterelbe, Studie Nr. 62, 1985 (unveröff.).
- SIEFERT, W.: Hydrologische Daten aus dem Tidegebiet der Elbe und ihrer Nebenflüsse. Hamb. Küstenf., H. 35, 1976.
- SIEFERT, W. u. CHRISTIANSEN, H.: Entwicklung und Stand der Sturmflutvorhersagen des Hamburger Sturmflutwarndienstes. Hamb. Küstenf., H. 42, 1983.

- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Entwicklung und Ablauf von Sturmfluten in Ems, Weser und Elbe (Abschlußber. eines KFKI-Proj.). Die Küste, H. 44, 1986.
- SÜNDERMANN, J. u. ZIELKE, W.: Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- THEUNERT, F. u. ZIELKE, W.: Bericht über das Vorhaben Tidedynamik in Ästuarien und ihre Veränderung durch bauliche Maßnahmen, Teil 2. Inst. für Strömungsmechanik der Univ. Hannover, 1983.
- THEUNERT, F. u. ZIELKE, W.: Sturmflutserien 1954. Numerische Untersuchungen zu deren Ablauf bei jetzigem Ausbauzustand der Unterelbe. Inst. für Strömungsmechanik der Univ. Hannover, 1984.

Veränderung der Wasserstände in der Elbe von 1950 bis 1984 – Eine Untersuchung anhand von Monatsmitteln

Von ULRICH LIETZ

Zusammenfassung

Es wurden die drei Pegel Helgoland, Roter Sand/Alte Weser und Cuxhaven über den Zeitraum von 1950/1984 miteinander verglichen. Die Entwicklung der Tidewasserstände in der Elbe wird für den gleichen Zeitraum aufgezeigt.

Für die einzelnen Pegel werden die Monatsmittel über den gesamten Zeitraum dargestellt und analysiert. Es wird untersucht, ob sie als Grundlage für Aussagen zu Wasserstandsentwicklungen geeignet sind. Anhand einer Berechnung des Windeinflusses auf die Monatsmittel von Cuxhaven wird anschließend festgestellt, daß Trends einzelner Monate, die von denen des Jahresmittels abweichen, weitgehend auf Windeinfluß zurückzuführen sind. Es gibt keine erkennbare Sonderentwicklung einzelner Monate. Insofern sind Jahresmittel nicht nur vom Datenaufwand, sondern auch von der Systematik her für Trendberechnungen besser geeignet als Monatsmittel.

Summary

A comparison was made between the tidal data from the gauges Helgoland, Roter Sand/Alte Weser and Cuxhaven for the time period 1950–1984. Changes in the tidal water levels in the Elbe for the same time period were also investigated.

The monthly mean for the entire time period was determined and analysed for each gauge. The question which was posed was, whether these monthly means can form the basis for conclusions on water level changes. Based on calculations of the effect of wind on the monthly mean water level at Cuxhaven, it could be concluded that the wind is primarily responsible for differences between trends in individual months as compared with yearly mean values. There is no detectable special trend in individual months. Therefore, yearly mean values are better than monthly means both from data considerations as well as for systematic trend calculations.

Inhalt

1. Einleitung	104
2. Datenmäßige Grundlagen und Untersuchungsmethoden	105
1. Bezugshöhen der Pegel	105
2. Auswertung der Daten.	105
3. Trenduntersuchung	105
3. Abweichungen der untersuchten Nordseepegel untereinander	106
4. Jährliche Schwankung und Trends der Nordseepegel	106
1. Astronomische Jahresschwankung von Thw und Tnw	106
2. Trends bei Thw, Tnw und Thb	108
5. Entwicklung in der Elbe (Jahresrhythmus und Einfluß des Oberwassers)	109
1. Cuxhaven	110
2. Glückstadt	110
3. Hamburg-St. Pauli	111
6. Analyse des Windeinflusses auf die monatlichen Wasserstände	112
7. Schriftenverzeichnis	132

Vorwort

In der Untersuchung

Veränderung der Wasserstände in der Elbe von 1950 bis 1984 sind erstmals Monatsmittelwerte einzeln und im Vergleich über einen so großen Zeitraum betrachtet worden.

Die Arbeit ist von vielen Seiten mit Rat und Unterstützung gefördert worden. So sind von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes und Strom – und Hafenbau Hamburg die unerläßlichen Wasserstandsdaten zur Verfügung gestellt worden. Das gleiche gilt für das Seewetteramt hinsichtlich der Winddaten aus den Beobachtungen von deutschen Feuer-schiffen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Siefert und Herrn Dr.-Ing. G. Luck danke ich herzlichst für zahlreiche Fachgespräche und die kritische Durchsicht des Manuskripts.

Herrn RD Dipl.-Ozeanograph Annutsch danke ich für die Erläuterung der Berechnungs-systematik des Windstaus durch das DHI und einiger Grundlagen der Tideberechnung, die als zitierbare Literatur so nicht vorliegen.

Herr Dipl.-Ing. R. Abels schrieb die Programme für die Datenein- und ausgabe.

1. Einleitung

In den letzten 20 bis 30 Jahren haben sich die Wasserstände in der Deutschen Bucht bemerkbar verändert. Vor allem fallen dabei die in den Tideflüssen gleichartig verlaufenden Veränderungen des Tnw und des Thb auf (DIETZE, 1983; SIEFERT, 1982).

In dieser Arbeit, die in ihren Anfängen aus einer Seminararbeit an der Fachhochschule Nordostniedersachsen, Fachbereich Bauingenieurwesen in Buxtehude, entstand, wird am Beispiel der Elbe folgenden Fragen nachgegangen:

- Sind gleichsinnige Veränderungen wie in den Tideflüssen in der Deutschen Bucht erkennbar?
- Ist es sinnvoll, Monatsmittel zur Analyse der Ursachen der Veränderungen heranzuziehen, oder lassen sich mit Jahresmitteln ebenso genaue oder gar präzisere Aussagen machen.

Vergleichende Untersuchungen besonders des Tidehubs der vergangenen 40 Jahre in den Tideflüssen und der Deutschen Bucht sind bisher noch wenig veröffentlicht worden. Veröffentlichungen beziehen sich nur auf das eine oder andere. SIEFERT (1982) untersucht vor allem die Veränderung des Niedrigwassers in den Ästuaren, JENSEN (1984) Trends von Küsten- und Seepegeln, wobei er HEL wegen der kurzen Zeiträume und WES wegen der Unsicherheit im PNP ausklammert.

Desgleichen wurden Monatsmittel bisher nicht untersucht, wie wohl es bei Zeitabschnitten solcher Länge ggf. sinnvoller wäre, von mondphasenkonformen Mittelbildungen auszugehen.

Es werden erstmals Abweichungen der Monatsmittel vom Jahresmittel dargestellt und auf meteorologische Besonderheiten untersucht. Dem Windeinfluß als Ursache für bemerkenswerte monatliche Besonderheiten (November, Februar, April) wurde dabei besondere Beachtung geschenkt.

Folgende Pegel wurden ausgewertet:

Helgoland (HEL) ab März 1952	} (WES)	Brunsbüttel (BRU) ab 1. 11. 1950
Roter Sand (RS) bis 31. 10. 1964		Glückstadt (GLU)
Alte Weser (AW) ab 1. 11. 1964		Stader Sand (STA)
Cuxhaven (CUX)		Hamburg/St. Pauli (HAM)

Sie wurden bis auf die genannten Ausnahmen für die Wasserwirtschaftsjahre 1950 bis 1984, also für 35 Jahre, ausgewertet. Zugrundegelegt wurden die Haupttabellen der Pegel oder andere Angaben der Dienststellen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung und Strom- und Hafengebäude Hamburg.

2. Datenmäßige Grundlagen und Untersuchungsmethoden

2.1 Bezugshöhen der Pegel

Helgoland (HEL)

Als Bezugshöhe für diesen Pegel wurde das Helgoländer Null gewählt. Eine Umrechnung auf NN, nach ROHDE (1982) ein Wert von + 32 cm, wurde nicht vorgenommen, da hier vor allem die relativen und wechselseitigen Veränderungen interessieren.

Weser (RS und AW); (WES)

Als Bezugshöhe für diese Pegel wurden für

Roter Sand: PNP = -4,90 m NN

Alte Weser: PNP = -4,96 m NN

nach umfangreichen, vergleichenden Berechnungen zu HEL und CUX gewählt (Lietz, 1986).

Für PNP AW wurde der amtlich festgestellte und durch hydrostatische Nivellements mehrfach bestätigte PNP übernommen. Der PNP RS wurde wegen der festgestellten Übergangsdifferenz um 8 cm abgesenkt.

Cuxhaven (CUX)

bis 31. 10. 1954 PNP = -5,00 m NN

ab 1. 11. 1954 PNP = -5,01 m NN

ab 1. 11. 1963 PNP = -5,02 m NN

Brunsbüttel (BRU)

bis 31. 10. 1952 PNP = -5,00 m NN

ab 1. 11. 1952 PNP = -5,01 m NN

an 1. 11. 1980 PNP = -5,00 m NN

Glückstadt (GLU), Stadersand (STA) und Hamburg/St. Pauli (HAM)

PNP = -5,00 m NN

Die Pegel BRU und STA wurde nur für einige grundsätzliche Überlegungen herangezogen. Sie liegen mit nahezu allen Werten zwischen den benachbarten Pegeln und lassen keine Sonderentwicklung erkennen. Lediglich das TnW STA liegt ständig höher als GLU, wogegen das TnW HAM seit 1976 im Jahresmittel niedriger als STA und seit 1978 auch niedriger als GLU liegt (Abb. 11).

2.2 Auswertung der Daten

Den statistischen Auswertungen (Trends) wurden die jeweiligen Monats- oder Jahresmittel zugrunde gelegt. Für alle anderen Darstellungen wurde das überlappende 5-Jahresmittel verwendet. Ihm wurde gegenüber dem 3- oder 7-Jahresmittel der Vorzug gegeben.

Ein gewichtetes Mittel (LIESE u. LUCK, 1978) wurde nicht verwendet. Das arithmetische Mittel gibt die Feinheiten noch genau genug wieder und ist für den nicht so versierten Fachmann leichter zu übersehen, als das dort angewandte Verfahren.

2.3 Trenduntersuchung

Es wurden für Jahres- und Monatsmittel lineare Trends untersucht. Für eine Frequenzanalyse waren die Zeiträume zu kurz.

Als Kriterium für die Aussagekraft der Trenduntersuchung wird der Korrelationskoeffizient

$$r = \frac{(x - \bar{x}) \cdot (y - \bar{y})}{(x - \bar{x})^2 \cdot (y - \bar{y})^2}$$

angegeben.

3. Abweichungen der untersuchten Nordseepegel untereinander

Da untersucht werden sollte, ob und inwieweit die Entwicklungen und Veränderungen in der Elbe Entsprechungen in der Deutschen Bucht haben, mußten einige repräsentative von den Veränderungen des Ästuars unbeeinflusste Pegel in die Betrachtung einbezogen werden. Als solche wurden Helgoland und, auf Grund einer Empfehlung von SIEFERT (1973), Roter Sand / Alte Weser gewählt.

Die mit dem Übergang vom Pegelstandort Roter Sand auf Alte Weser verbundene Problematik wurde erst während der Bearbeitung erkannt und gesondert untersucht (LIETZ, 1986).

Die Untersuchung der Wasserstandsdaten der drei Pegelstandorte geschah über Differenzen der überlappenden 5-Jahresmittel der Pegel WES und CUX zu HEL (Abb. 1), Summenliniendarstellungen und über Trendanalysen. Nach Ansicht des Verfassers sind Summenlinien aber eine ungünstige Methode, um über Zeitpunkt und Art von Veränderungen im Tidegeschehen Auskunft zu erhalten:

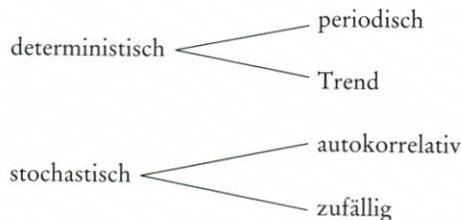
- Die Knickpunkte liegen bei Tnw, Thw und Thb an völlig verschiedenen Zeitpunkten obwohl es Teile einer Erscheinung sind.
- Ein Knick in einer Summenlinie bedeutet einen Sprung in der Entwicklung. Die Natur springt aber nicht.

Aus diesem Grunde wurden Summenliniendarstellungen nicht beigefügt.

4. Jährliche Schwankung und Trends der Nordseepegel

4.1 Astronomische Jahresschwankung von Thw und Tnw

Das Erscheinungsbild der Gezeiten läßt sich wie alle hydrologischen Größen in folgende Anteile aufteilen:



In der Tideberechnung lassen sich alle Anteile nur empirisch bestimmen.

Wenn versucht werden soll, Besonderheiten der Monatsmittel herauszustellen und den periodischen vom Trendanteil zu trennen, so ist die Jahresschwankung von besonderer Bedeutung. Zwar beruht der periodisch-deterministische Anteil auf dem Gang der Gestirne, unterliegt also in seiner Ursache physikalischen Gesetzmäßigkeiten, doch selbst dieser Anteil

läßt sich nicht mathematisch allgemeingültig berechnen, sondern ist nur in Näherungen von zeitlich begrenzter Gültigkeit erfaßbar.

Ferner ist der periodische von einem autokorrelativ-stochastischen Anteil nicht vollständig zu trennen. Hierunter fallen z. T. die Dichteänderungen infolge der jährlichen Temperatur- und Salzgehaltsschwankungen, wie sie DIETRICH (1954) beschreibt, als auch der sich wiederholende Rhythmus von Windgeschwindigkeit, Windrichtung und Oberwassereinfluß.

Die Trennung des astronomischen Anteils dieser Periodizität vom meteorologischen ist physikalisch schlüssig derzeit nicht durchzuführen.

Die Gezeitenberechnung des DHI wird daher getrennt für Thw und Tnw vorgenommen (nonharmonisches Verfahren). Für die sich aus der Frequenzanalyse ergebenden Partialtiden werden jeweils für Thw und Tnw besondere Parameter ermittelt.

Diese sind dadurch nicht ganz windbereinigt, enthalten also in geringem Maße noch die oben beschriebenen stochastischen Anteile. Die jährliche Schwankung der Wasserstände CUX-WIND (Abb. 8, 9) muß deshalb niedriger ausfallen als die nicht windbereinigte „astronomische“ Schwankung.

Aus der Analyse des 19jährigen Mittels des Pegels CUX 1952–1970 ergeben sich nach Auskunft des DHI für die beiden Partialtiden mit näherungsweise jährlicher Periode folgende Werte:

Tabelle 1. Phasenwinkel und Amplitude von Partialtiden

Nr	Periode (Jahre)	Phasenwinkel des Maximums für den 1. 1. 1950 (°)		Amplitude (cm)	
		HW	NW	HW	NW
1	0,90488587	80	78	4,4	3,3
2	1,02019438	260	294	7,6	18,2

LOHRBERG (1983) errechnet für die jährliche Periode im Zeitraum 1890–1980 folgende Amplituden (halbe Schwingungswerten) (cm):

	Thw		Tnw
CUX	5,7	} 6,0	14,9
WES	6,2		15,1
			} 15

In die Jahresganglinien wurden jeweils die „astronomische“ Tide mit den Werten der Tide Nr. 2 eingetragen (Abb. 8, 9)

Die Periode der Partialtide 2 entspricht genau dem siderischen Jahr. Sie ist für den Jahresrhythmus von Thw und Tnw die bestimmende Tide, der durch die Tide 1 langfristige Schwebungen aufgeprägt sind. Diese wirken sich beim Hochwasser wesentlich stärker aus als beim Tnw, da dessen Amplituden weniger voneinander abweichen. Dadurch sind beim Thw die Schwingungsknoten der jährlichen Ungleichheit nur ungenau zu definieren.

Ohne Berücksichtigung der Tide Nr. 1 liegen die Extremwerte des Thw zur Zeit der Tag- und Nachtgleiche im Frühjahr und Herbst, die Knoten zur Zeit der Sommer- und Wintersonnenwende. Für Tnw liegen die entsprechenden Werte, 24,35 Tage, also ca. 1 Monat später (Abbildungen 8, 9).

Dadurch ist es zu erklären, daß das Junimittel des Thw etwa dem Jahresmittel entspricht, während der Wert für Tnw niedriger liegt. Dem Jahresmittel entspricht eher das Julimittel des Tnw (Abbildungen 2–7).

Nach mündlicher Auskunft des DHI liegen die o. g. Werte außer für CUX für Büsum und Borkum vor. Die Pegel RS und AW werden bei der astronomischen Berechnung an CUX angeschlossen. Deshalb gibt es auch für diese Pegel keine gesonderte Berechnung des dortigen Windstaus. Die möglicherweise nach 1970 eingetretene Änderung der Tideverhältnisse ist somit in den Parametern des DHI noch nicht enthalten.

Die Jahresganglinien der drei Seepiegel HEL, WES und CUX haben einen nahezu identischen Verlauf. Bei Tnw und THB wurde aus diesem Grunde auf die Darstellung von WES verzichtet.

Der Einfluß des Windes auf die Monatsmittel kann man an der folgenden Tabelle ablesen. Es wurde versucht (Ziffer 6), ihn vom astronomischen Jahresgang zu trennen. Damit ergibt sich über alle Jahre der monatliche Windstau.

Hier zeigt sich deutlich, daß er keinen harmonischen Jahresrhythmus hat. Besonders auffällig und nicht erwartet ist der hohe Stau in den Monaten Juli bis September.

Tabelle 2. Mittlerer Windstau in CUX (cm)

	NOV	DEZ	JAN	FEB	MÄRZ	APRIL	MAI	JUNI	JULI	AUG	SEPT	OKT	JAHR
Thw	8,8	8,6	4,6	1,0	0,9	5,3	2,6	6,9	10,6	7,9	8,2	6,8	6,0
Tnw	10,6	13,9	8,9	4,2	4,1	7,4	4,2	8,3	11,9	10,1	11,6	10,8	9,2

Der Januar weist in den Wasserständen die größte Streuung auf, was auf große Unterschiede in den Windrichtungen schließen läßt, die sich im Ergebnis aufheben (Abbildungen 2-7).

4.2 Trends bei Thw, Tnw und Thb

In den letzten Jahren sind Unsicherheiten über die Gezeitenentwicklung in der Deutschen Bucht für die nähere Zukunft aufgetreten. Aus langen Zeiträumen ermittelte Trends haben die kürzere Entwicklung nicht mehr befriedigend repräsentiert (DIETZE, 1983; FÜHRBÖTER, 1985; JENSEN, 1984, u. SIEFERT, 1982).

Da die Ursachen der Änderungen nach wie vor unbekannt sind – neben dem langfristig gleichmäßigen Anstieg des Wasserspiegels eustatischer und tektonischer Natur wird ein verändertes Resonanzverhalten der Nordsee vermutet –, wird versucht, die Veränderungen empirisch auf statistischem Wege u. a. aus kurzfristigen Trendbeobachtungen zu analysieren und zu extrapolieren.

In dieser Arbeit sind solche Trends aus kurzfristigen Zeitreihen ermittelt. Bei ihnen zeigen sich folgende Auffälligkeiten:

1. Die jeweils ermittelten Trends haben für Thw und Tnw eine auffallend niedrigere Korrelation als die für den dazugehörigen Thb.
2. Bei „geschickter Wahl“ von Teilzeiten können sich höhere Korrelationen ergeben als für längere Zeiten (z. B. Thw CUX, Tabelle 3)

Es zeigt sich, daß selbst bei Trends, die über 35 Jahre berechnet werden, die Korrelation recht niedrig ist. In der Tabelle haben nur die unterstrichenen Werte einen Korrelationskoeffizienten über 0,6, kein Wert erreicht 0,8, bei einigen anderen, vor allem den kleinen Werten, liegt er unter 0,1. Die höchsten haben der Thb WES 50/84 und HEL 70/84 (Abb. 16).

Tabelle 3. Säkularrends der Seepegel und ihrer Differenzen (cm)

	Pegel	50/69	53/69	70/84	50/84	53/84
Thw	HEL	-	-8,6	<u>69,6</u>	-	16,8
	WES	37,5	30,6	74,6	39,6	38,6
	CUX	41,2	37,0	<u>116,8</u>	42,6	42,9
	WES-HEL	-	<u>39,2</u>	5,0	-	<u>21,8</u>
	CUX-HEL	-	<u>45,6</u>	47,1	-	<u>26,1</u>
	CUX-WES	3,7	6,4	<u>42,1</u>	3,1	4,3
Tnw	HEL	-	6,4	-0,7	-	-10,0
	WES	-14,4	6,9	20,0	-5,0	2,3
	CUX	-16,2	17,4	-28,6	-23,7	-15,9
	WES-HEL	-	0,5	20,7	-	12,2
	CUX-HEL	-	11,0	-27,9	-	-5,9
	CUX-WES	-1,8	10,5	<u>-48,6</u>	-18,7	-18,2
Thb	HEL	-	-15,0	<u>70,4</u>	-	<u>26,8</u>
	WES	51,9	23,8	<u>54,6</u>	<u>44,5</u>	<u>36,4</u>
	CUX	57,4	19,6	<u>145,4</u>	<u>66,3</u>	<u>58,8</u>

3. Trends der Monatsmittel über den Gesamtzeitraum weichen von denen der Jahresmittel ab. Dieses ist, wie in Teil 6 gezeigt wird, auf Windeinflüsse zurückzuführen (Abb. 16, 17).

Neben der bekannten Tatsache, daß das Thw ansteigt, ist für die Deutsche Bucht das seit 1950 etwa festgestellte Absinken des Tnw bemerkenswert.

JENSEN (1983) und FÜHRBÖTER/JENSEN (1985) weisen dieses im Schnitt der untersuchten Pegel für den Zeitraum 1884/1983 mit -1 cm sowie verstärkt für den 50-Jahreszeitraum 1943/83 mit -4 cm pro 100 Jahre nach.

In Holland steigt dagegen das Tnw (Rijkswaterstaat, 1984) in der 130 Jahre umfassenden Auftragung nach wie vor um ca. 19 cm pro 100 Jahre. In der dort aufgetragenen Zeitreihe könnte aber aus dem Zeitabschnitt seit 1950 auf gesunkene Tnw-Stände geschlossen werden, wenn man den Phasenverlauf der Nodaltide nicht beachtet. Das ist der Umlauf des Knotens der Deklination der Mondbahn gegen die Ekliptik. (Autorenkollektiv, 1978).

Leider liegen für HEL keine länger zurückreichenden Pegelaufzeichnungen vor.

Die Besonderheiten dieses Pegels

- Absinken des Thw bis 1970
- Absinken des Tnw 1973-80
- Ermäßigung des Thb 59/73
- Anstieg des Thb seit 1973

lassen gewisse Parallelen zur genannten Veröffentlichung von Rijkswaterstaat erkennen.

5. Entwicklung in der Elbe, Jahresrhythmus und Einfluß des Oberwassers

Die generelle Entwicklung des Tideablaufs in der Elbe: Anstieg des Thw, absinkendes Tnw, Vergrößerung des Tidehubes sind so bekannt, daß sie hier nicht im Detail wiederholt werden sollen. Es ist vielmehr speziellen Aspekten dieser Erscheinung und der Frage

nachzugehen, ob und in welchem Umfang die eingetretene Entwicklung in einzelnen Monaten verstärkt oder besonders frühzeitig erkennbar ist, ob es also besonders typische Monate gibt.

Die Überlegung, einzelne Monate könnten die Entwicklung besonders typisch, verstärkt oder gar initiativ aufzeigen, hat sich aber durch die Untersuchung nicht bestätigen lassen. Die „typischen“ Monate wechseln in verschiedenen Zeiträumen und von Fall zu Fall.

Beispielhaft sei dies für einige Monate erläutert.

1. November, Dezember

Vor 1970 lagen die Mittelwerte sowohl für Thw als auch für Tnw an allen Pegeln im Dezember höher als astronomisch zu erwarten war. Danach verschiebt sich diese Abweichung in den November (Abb. 8–10). Das korrespondiert mit veränderten meteorologischen Verhältnissen, siehe Teil 6. Über den ganzen Zeitraum gleichen sich diese Abweichungen aus.

2. Februar, März

Beide Monate haben sowohl bei Thw als auch bei Tnw niedrigere Werte als astronomisch zu erwarten. Vor allem hat der Februar seit 1970 extrem niedrige Werte in Thw und Tnw. Auch dieses ist eindeutig auf veränderte Windverhältnisse zurückzuführen.

5.1 Cuxhaven (Abb. 8, 9)

Der im folgenden dargestellte Vergleich des Jahresrhythmus der Pegel HEL, WES und CUX führt zu der Aussage, daß der Oberwassereinfluß in CUX, wenn überhaupt vorhanden, so doch sehr gering ist, wenn man längere Zeiträume untersucht und Extremereignisse außer acht läßt. Das stellte auch ROHDE (1971) anhand von Modelluntersuchungen fest. Die von LOHRBERG (1983) festgestellte Abweichung der MTmw-Werte von den entsprechenden gemittelten MTmw-Werten von 6 Küstenpegeln läßt sich besser in Relation zum Jahrgang des Tidehubs als zum Oberwasserabfluß setzen (Abb. 8). Offenbar gibt es hier bislang nicht berücksichtigte Mehrfachabhängigkeiten. Die Elbe hat in den Monaten Februar und vor allem März und April eine hohe Wasserführung. Das wird durch die Fließzeit in Cux um ca. 14 Tage verzögert. Niedrige Wasserführung weisen die Monate Juli bis Oktober und besonders September auf.

1. Thw Juli ist gegenüber anderen Küstenpegeln erhöht. (1950/84 um 3 cm).
2. Tnw Juli ist vom Wert der anderen Nordseepegel nicht zu unterscheiden.
3. Thw April ist ebenfalls erhöht.
4. Tnw April ist gegenüber dem „astronomisch“ zu erwartenden Jahresverlauf deutlich erhöht. Aber bei einem Vergleich der Aprilwerte der drei Pegel über die untersuchten Zeiträume ist eine Erhöhung der Wasserstände in CUX gegenüber jenen kaum feststellbar: (cm)

	Thw	Tnw
50/84	+2	+0,4
50/69	+1	+1
70/84	+3	0

5.2 Glückstadt

Tidehochwasser

Die Entwicklung des Thw ist in GLU ähnlich verlaufen, wie an den unterhalb gelegenen Pegeln BRU und CUX. Die Differenzen zu WES haben sich während des Untersuchungszeit-

raumes kaum geändert (Abb. 11). Die Differenz zu CUX ist sehr gering (Abb. 10). Die maximale Abweichung tritt im Februar auf und zeigt wie in CUX eher einen Einfluß des Windes als des Oberwassers auf das Thw.

Tideniedrigwasser

Das in der ganzen Elbe feststellbare Absinken des Tnw gegenüber WES beschränkt sich in GLU sehr prägnant nur auf den Zeitraum von 1970 bis 1975. Das MTnw sinkt in diesem Zeitraum um 10 cm gegenüber WES.

Tidehub (Abb. 12)

Für den Tidehub markiert GLU in der Elbe eine Grenze. Er hat zwar in der Differenz zu WES einen ähnlichen Verlauf wie CUX und BRU, sinkt aber in der Zeit bis 1969 stärker als diese, um danach wieder stärker zu steigen. Er bleibt jedoch ständig geringer als im unterhalb gelegenen Bereich. Bei den oberhalb gelegenen Pegeln STA und HAM ist der Thb am Anfang des Beobachtungszeitraumes wiederum geringer als in GLU. Ab 1963 kehrt sich bei diesen Pegeln das Verhältnis aber um. Bis 1963 wird der Thb von der Elbmündung bis zur Tidegrenze kleiner. Seither ist der Thb in GLU der kleinste im ganzen Elbästuar.

Auf die Vergrößerung des Thb in allen größeren Tideflüssen macht bereits DIETZE (1983) aufmerksam. Offenbar ist diese Entwicklung, zumindest in der Elbe, auf den Bereich oberhalb Glückstadts beschränkt.

Die aufgezeigten Besonderheiten liegen sicher im morphologischen Bereich. Zwischen CUX und BRU ist die Elbe stärker als andere Tideflüsse gekrümmt. Der Windstau wird dadurch reduziert. Das Fahrwasser der Elbe wurde verstärkt begradigt und vertieft (1963 der 11,5-, 1973 der 13,5-m-Ausbau). Diese Maßnahmen haben sich im oberhalb gelegenen Bereich hydrologisch stärker ausgewirkt als unterhalb Glückstadts.

5.3 Hamburg - St. Pauli

Die Veränderungen am Pegel St. Pauli sind bekannt und vor allem hinsichtlich des Tnw u. a. von SIEFERT (1982) ausführlich beschrieben. (Abb. 11, 12).

In einzelnen Monaten liegen sie inzwischen sogar niedriger als in CUX. Es handelt sich dabei nicht um Monatsmittel mit ausgesprochenen Ostwindwetterlagen, sondern um Monate mit astronomisch hohen NW-Ständen.

Tnw-Differenzen von HAM zu CUX und GLU (cm)

	82		83			84	
	Okt.	Nov.	Dez.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
CUX	0	-7	-4	-1	-7	-5	-3
GLU	-21	-26	-30	-21	-27	-25	-23

Diese für die Hamburger Hafenanlage, die Schifffahrtsverhältnisse und die Strömungsgeschwindigkeiten in der Elbe so negative Erscheinung ist auf drei Ursachen zurückzuführen, die kaum in ihre einzelnen Anteile zerlegt werden können:

1. Vergrößerung des Tidehubs in der Deutschen Bucht.
2. Ausbaumaßnahmen in der Elbe. Bei niedrigen Wasserständen vor allem ist durch die Vertiefung und Streckung der Fahrrinne der hydraulische Radius größer und die Rauigkeit kleiner geworden. Dadurch ist die Ebbstromgeschwindigkeit und die hierin enthaltene

kinetische Energie zur Bremsung des ersten Flutstroms größer geworden; und das zur Erzeugung der Strömungsgeschwindigkeit erforderliche Gefälle konnte kleiner werden.

3. Der Bau des Sperrwerks in Geesthacht. Die während der Ebbstromphase von oberhalb strömende Wassermenge ist durch dessen Bau begrenzt worden.

6. Analyse des Windeinflusses auf die monatlichen Wasserstände

In den 5-Jahresmitteln der Monatsmittel treten besonders in den Wintermonaten noch so große Schwankungen auf, daß der Versuch gemacht wurde, den Windeinfluß auf diese abzuschätzen. Gelegentlich wird der quadratische Windvektor, aus welcher Richtung er auch immer wehen mag, als Maß für den Windstau herangezogen (ANTFANG, 1969, u. LOHRBERG, 1983).

Hier wurde auf die in den Einzelveröffentlichungen des Seewetteramtes gesammelten Daten zurückgegriffen.

Bis 1953 wurden die geschätzten Werte nach Bft, von 1954 bis 1960 die gemessen in kn und danach wieder diejenigen nach Bft der Ermittlung zugrunde gelegt. Vor 1954 gibt es keine gemessenen Werte. Nach 1960 liegen die gemessenen und die geschätzten nach ANTFANG (1969) kaum auseinander. Für diesen Zeitraum wurde deshalb auf frühere eigene Arbeiten zurückgegriffen.

Es lag somit für diesen Teil der Untersuchung keine homogene Datenreihe vor. Eine solche ist aber nach Angaben des Seewetteramtes auch nicht erhältlich, da ganz abgesehen von der Zeit vor 1954 auch danach noch die Maßeinheiten für die gemessenen Windstärken, die Meßmethoden oder Geräte und die Standorte gewechselt haben. Doch wurden diese Werte zur Ermittlung und Eliminierung des Windstaus vom DHI benutzt. Insofern erscheint der Versuch gerechtfertigt, diese Daten auch hier als Grundlage für eine Abschätzung des Windeinflusses auf die Monatsmittel zu verwenden.

Das DHI verwendet für die Ermittlung des Windstaus in CUX die Beziehung

$$H = a_1 \cdot f^2 \cos d + a_2 f^2 \sin d + a_3 f^3 \cos d + a_4 f^3 \sin d$$

Als Windstärke f (kn) und Windrichtung d werden von den Feuerschiffen Elbe 1, Borkumriff und Deutsche Bucht gemittelte Werte verwendet.

Die Koeffizienten lauten:

	auflandig ($> 200^\circ$ $< 20^\circ$)			
	a_1	a_2	a_3	a_4
Thw	0,0195591	-0,0687576	0,0009310	-0,0008119
Tnw	0,0153094	-0,0794917	0,0006490	-0,0011246
	ablandig ($> 20^\circ$ $< 200^\circ$)			
Thw	0,0342976	-0,0845768	0	0
Tnw	0,0353739	-0,0764947	0,008094	0

Die so erhaltenen Werte sind nach Angaben des DHI für CUX und WES gleichermaßen zutreffend.

SIEFERT, LASSEN (1985) bestätigen das im Prinzip. Sie ermitteln

$$\frac{\text{Windstau CUX}}{\text{Windstau WES}} = 1,0 \text{ bis } 1,2$$

mit einer sehr geringen Standardabweichung.

Zur Ermittlung der Windstaukennzahl wurden dort Tiden ab einer Erhöhung von 0,5 m herangezogen. D. h. die Kennziffer bezieht sich zunächst nur auf auflandige Winde. Hier wurden nur die Daten des FS-Elbe 1 verwendet.

Die Windrichtungen wurden nach Sektoren folgendermaßen zusammengefaßt:

Sektoren: 10°–50°, 60°–180°, 190°–220°,
230°–260°, 270°–360°

Es sollten dabei in den einzelnen Sektoren möglichst ähnliche Stauwerte zusammengefaßt werden. Aus der beigefügten Windstaurose (Abb. 13), die sich aus den Daten des DHI ergibt, ist abzulesen, daß das einigermaßen gelungen ist.

Die Windstärken wurden in folgenden Bereichen nach Bft zusammengefaßt: 4–5, 6–7, ab 8, Windstärken bis 3 wurden nicht berücksichtigt.

Die Verteilung der Windstärken in den einzelnen Bereichen wurde nach ANTFANG (1969) getrennt für östliche und westliche Richtungen gewichtet. Hieraus ergeben sich mittlere Windstauwerte für jeden Sektor und Stärkebereich. Über die prozentuale Verteilung der Sektoren und Stärkebereiche im jeweiligen Monat ergeben sich mittlere monatliche Windstauwerte (Tabellen 4, 5). Mit diesen wurden die Wasserstände von CUX korrigiert.

So ergaben sich windbereinigte Monatsmittel. Aber auch sie haben noch Abweichungen von den zu erwartenden astronomischen Werten. Um abschätzen zu können, ob die Zusammenfassungen die Abweichungen beeinflusst haben, wurden für einzelne Monate die Stauwerte unmittelbar aus den Daten des DHI nachgerechnet. Doch auch sie liefern nur selten befriedigende Ergebnisse. Fast alle so errechneten Windstauwerte liegen über der geschätzten Differenz zwischen den tatsächlichen und den sich aus dem astronomischen Jahresrhythmus ergebenden Werten.

Dennoch ist aus den 5jährigen Monatsmitteln (Abb. 14, 15) erkennbar, daß der Windstau in den Monaten November und April seit 1970 merklich zugenommen hat. Im Februar und Mai ist er geringer geworden. Am unregelmäßigsten ist er im Januar.

Eine mit den bereinigten Wasserstandsdaten durchgeführte Trendrechnung zeigte, daß die sich aus den Jahresmittelwerten mit und ohne Wind ergebenden Trends einander sehr ähnlich sind, aber die Korrelationskoeffizienten aus den Daten ohne Wind höher liegen (Abb. 17). Die Trends der Monatsmittel gleichen sich bis auf die April-Werte den Jahrestrends an. Es ist ferner keine monatstypische Systematik zu erkennen.

Trotz gewisser Schwächen läßt sich somit an den weitgehend windbereinigten Wasserständen zeigen, daß die Veränderungen im Tidegeschehen der Deutschen Bucht und im Elbästuar nicht meteorologisch bedingt sind und daß sich gegenläufige meteorologische Einflüsse auf die Wasserstände in einzelnen Monaten im Endeffekt aufheben.

Tabelle 4

MITTEL DES MONATLICHEN MITTLEREN WINDSTAUS (HW)

JAH	NOVEM	DEZEM	JANUA	FEBRU	MAERZ	APRIL	MAI	JUNI	JULI	AUGUS	SEPTE	OKTOB	JAHRESM.
1950	1.9	31.1	-1.3	6.2	6.4	9.4	1.1	4.5	6.7	3.0	15.5	7.1	7.6
1951	1.2	4.9	4.2	-5.5	-0.7	3.5	-2.1	1.8	3.9	3.2	5.2	-7.9	1.0
1952	4.2	17.1	8.9	13.7	-8.5	-0.5	6.7	9.1	5.0	12.8	9.3	5.4	6.9
1953	25.3	0.3	4.7	4.7	7.3	-1.2	7.4	-0.8	8.8	9.3	9.2	4.5	6.6
1954	7.6	2.8	10.7	-10.9	-2.4	6.2	2.3	4.2	8.4	6.8	14.6	9.4	4.9
1955	-0.4	20.6	2.7	3.5	3.1	13.3	15.0	2.1	6.4	2.5	6.7	6.6	6.8
1956	6.7	24.2	11.1	-2.3	0.0	11.0	7.9	14.0	12.8	16.1	5.7	13.1	10.0
1957	6.9	7.1	11.4	2.9	-1.6	3.5	3.6	9.3	8.9	14.8	21.8	19.5	9.0
1958	1.2	9.6	5.7	17.6	-7.5	5.1	10.6	1.5	14.6	4.3	2.7	20.0	7.1
1959	-1.6	5.2	21.3	6.7	-12.4	4.4	-0.5	6.6	4.6	10.2	2.7	-2.4	3.7
1960	-13.2	-12.5	3.1	-4.1	-17.7	7.3	2.9	14.0	6.2	10.4	-0.9	-15.4	-1.7
1961	2.0	5.7	-10.4	2.6	25.5	-0.8	16.6	9.4	20.0	13.9	3.9	-4.1	7.0
1962	-1.3	4.6	12.7	18.5	-0.9	5.2	10.1	16.9	9.2	20.2	10.4	10.1	9.6
1963	-8.6	7.4	-5.8	-2.4	-3.5	-6.9	0.9	1.2	4.9	9.9	5.4	16.4	1.6
1964	13.2	-3.5	8.0	4.1	-29.0	-4.4	1.1	8.8	15.9	11.8	12.8	-4.5	2.9
1965	22.8	7.4	5.2	19.3	-3.1	1.1	1.6	8.3	18.2	8.6	1.0	7.9	8.2
1966	-1.4	18.2	-11.3	-4.1	28.4	-15.9	6.8	7.2	15.6	7.5	19.5	-2.8	5.6
1967	1.8	10.6	11.9	8.8	31.9	15.6	-0.4	9.5	3.7	6.5	3.4	20.3	10.3
1968	3.2	26.4	20.2	-3.5	18.8	6.8	-1.1	4.3	8.5	4.6	-0.7	15.8	8.6
1969	-9.5	-6.2	-4.6	-10.7	-22.0	8.9	-2.6	4.7	6.7	4.6	9.8	10.6	-0.9
1970	26.2	-13.8	-15.5	0.1	13.4	13.0	1.6	4.7	17.3	2.3	14.1	23.3	7.2
1971	15.3	9.9	-4.5	11.9	5.0	1.5	-6.1	6.1	12.4	2.8	9.5	15.3	6.6
1972	20.8	14.9	-26.0	-11.2	-1.9	11.1	2.7	5.9	2.9	11.3	6.5	6.4	3.6
1973	27.4	-4.6	0.1	23.5	8.7	15.4	1.1	2.9	11.4	3.4	4.1	4.8	8.2
1974	35.3	23.6	-6.5	0.0	-15.3	-1.9	0.4	8.6	21.1	1.2	2.4	10.5	6.6
1975	8.9	32.8	10.2	-5.6	-4.8	5.9	4.8	5.3	11.0	-1.6	4.2	4.6	6.3
1976	-3.0	21.7	24.5	-12.3	-2.3	9.2	-1.1	5.7	8.7	1.4	-1.8	-11.5	3.2
1977	4.0	3.3	-3.4	-2.7	-0.1	18.2	-3.6	5.3	15.3	-6.4	12.0	-0.8	3.4
1978	22.9	-3.6	4.7	-10.8	9.1	-5.5	-3.9	11.0	10.9	15.8	31.1	16.1	8.2
1979	14.7	-19.7	-1.9	-8.0	-0.9	1.1	0.1	3.2	18.3	5.5	14.3	-18.7	0.7
1980	17.3	6.0	-7.5	-6.6	-7.8	13.0	-3.1	7.7	6.2	17.3	11.1	14.9	5.7
1981	10.2	23.4	21.3	5.0	1.6	7.7	0.3	18.0	9.6	12.4	-2.7	17.8	10.4
1982	31.3	3.0	8.5	-14.0	11.1	21.3	7.5	5.8	5.9	10.2	6.7	-4.4	7.7
1983	7.7	15.1	45.5	2.8	6.0	1.4	0.8	10.5	9.4	12.1	12.6	25.6	12.5

Tabelle 5
 =====
 MITTEL DES MONATLICHEN MITTLEREN WINDSTAUS (NW)
 =====

JAHR	NOVEM	DEZEM	JANUUA	FERRU	MAERZ	APRIL	MAI	JUNI	JULI	AUGUS	SEPTE	OKTOB	JAHRESM.
1950	5.2	38.5	1.1	10.2	7.3	11.7	2.0	5.4	8.6	4.0	19.8	13.2	10.6
1951	4.6	9.0	6.5	-3.2	2.4	5.2	-1.6	2.3	4.7	4.5	7.0	-6.3	2.9
1952	8.2	23.5	13.1	15.6	-6.7	-0.3	7.4	10.2	5.9	18.6	11.8	8.6	9.6
1953	39.7	1.3	6.1	6.4	8.9	-0.5	7.9	-0.5	11.2	10.9	12.1	5.7	9.1
1954	12.8	4.6	13.2	-8.9	-1.8	6.7	2.7	5.3	9.7	8.9	18.4	11.7	6.9
1955	2.7	25.0	7.0	5.2	4.6	14.6	19.3	2.9	6.7	3.0	9.0	8.9	9.1
1956	8.6	30.6	18.0	-1.6	2.3	12.2	8.8	15.6	15.5	21.3	9.6	17.6	13.2
1957	12.1	14.0	17.2	5.9	2.0	4.5	5.6	10.5	10.5	19.6	26.8	25.7	12.9
1958	6.0	14.4	10.4	21.0	-3.8	6.7	12.9	3.0	18.3	7.6	6.6	23.7	10.6
1959	0.2	9.3	27.7	9.5	-9.4	6.7	1.3	8.9	6.4	11.1	3.7	3.0	6.5
1960	-8.7	-4.8	5.9	0.9	-14.7	10.9	4.1	15.6	7.7	11.5	1.0	-12.5	1.4
1961	6.8	12.5	-5.9	5.4	29.2	0.3	17.7	10.8	22.3	17.1	6.2	-2.4	10.0
1962	2.9	9.3	19.5	23.6	0.3	9.6	12.2	18.2	10.6	24.4	13.8	14.3	13.2
1963	-3.8	12.1	-2.3	-2.7	0.0	-5.2	5.6	3.3	5.8	13.4	8.3	21.2	4.6
1964	21.9	-1.7	11.8	8.0	-23.4	-1.2	3.2	9.4	18.9	13.5	15.5	-0.9	6.3
1965	27.4	12.7	10.7	21.1	-1.7	2.7	3.4	10.5	21.4	10.9	4.7	11.6	11.3
1966	5.3	24.5	-7.5	2.5	33.0	-12.4	8.7	8.9	18.4	11.0	22.9	-0.9	9.5
1967	5.0	16.5	14.7	15.0	39.5	17.4	1.0	11.2	4.7	9.0	7.5	31.9	14.5
1968	9.6	31.4	25.3	-1.0	25.4	9.6	0.8	6.1	9.5	6.2	3.7	20.6	12.2
1969	-7.0	-3.3	-0.7	-7.8	-15.9	11.2	-0.3	5.7	7.8	6.1	13.2	12.8	1.8
1970	36.0	-10.1	-11.1	3.1	16.2	15.4	3.2	5.5	20.0	4.0	18.0	26.7	10.6
1971	23.0	13.0	-0.8	15.1	7.2	3.2	-4.9	6.7	13.3	6.2	11.1	21.8	9.6
1972	26.9	20.5	-21.3	-8.9	1.7	13.5	5.3	7.7	3.8	13.0	7.1	7.9	6.4
1973	37.2	2.2	2.6	30.7	9.9	19.0	3.5	4.2	10.6	5.1	7.4	7.2	11.6
1974	41.8	29.2	-3.2	3.7	-12.0	-0.4	1.3	9.9	24.1	2.5	9.2	12.4	9.9
1975	16.1	40.9	17.7	-3.8	-4.0	8.2	6.3	6.1	12.9	-0.2	8.8	6.6	9.6
1976	0.6	28.1	30.4	-8.7	1.5	10.9	0.5	6.6	9.6	2.6	0.7	-8.7	6.2
1977	8.7	7.7	0.4	1.3	2.6	22.5	-2.3	7.2	16.8	-4.7	15.3	2.7	6.5
1978	31.0	1.9	9.2	-8.5	13.3	-3.1	-3.3	12.9	12.6	17.6	35.1	19.6	11.5
1979	21.7	-14.0	1.3	-4.0	3.6	2.6	1.2	4.4	20.0	7.0	18.2	-13.7	4.0
1980	23.7	12.6	-4.8	-4.0	-4.7	14.0	-1.8	9.0	8.0	19.8	13.7	21.5	8.9
1981	17.5	33.8	25.5	8.6	5.5	9.8	1.9	19.9	11.4	13.4	-0.2	24.0	14.3
1982	38.2	5.7	11.5	-10.8	15.4	23.0	9.8	7.4	6.6	14.1	9.8	-1.4	10.8
1983	17.6	23.2	54.0	5.2	8.2	2.8	2.1	12.3	10.5	13.3	19.9	34.9	17.0

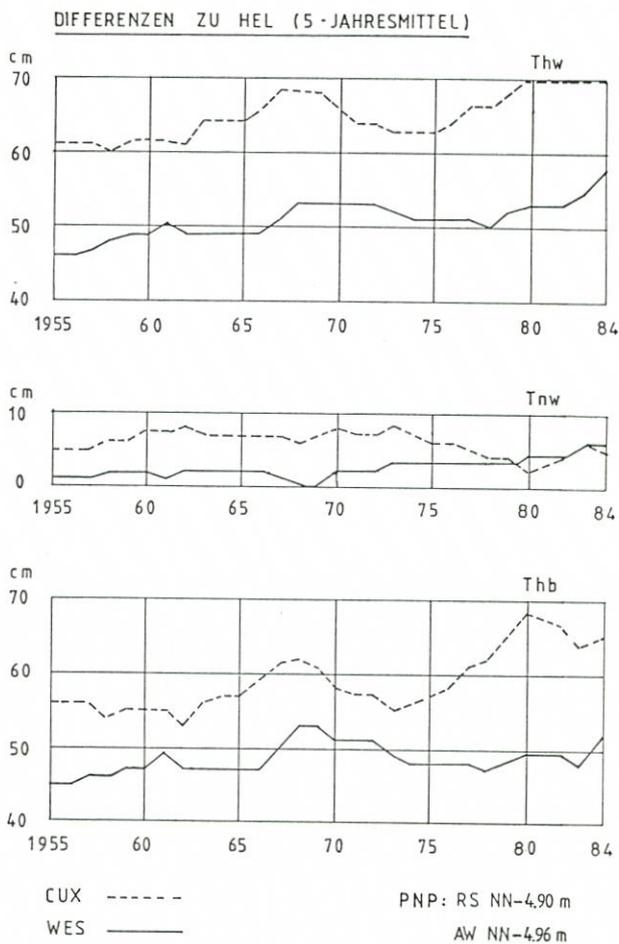


Abb. 1:

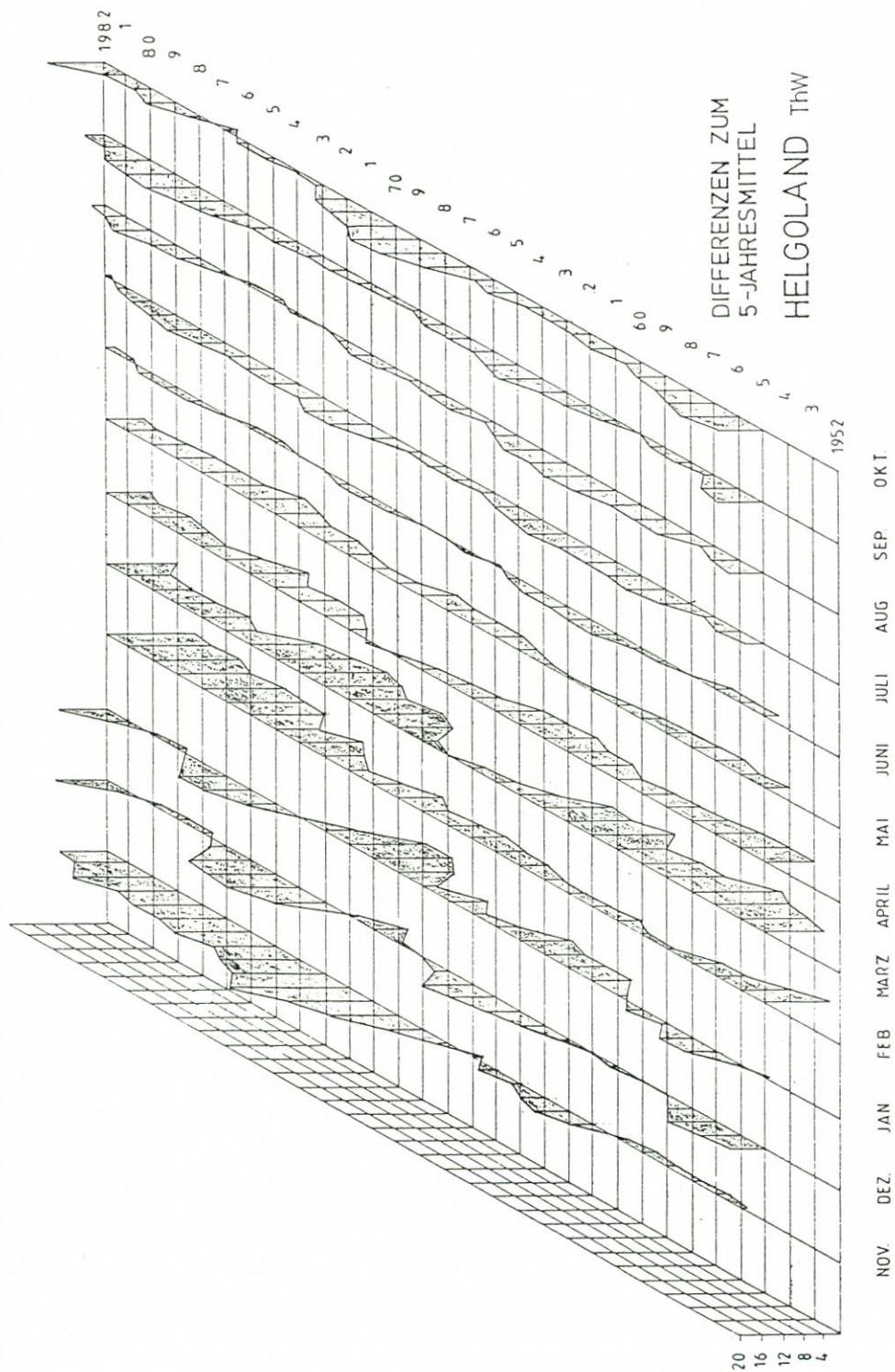


Abb. 2:

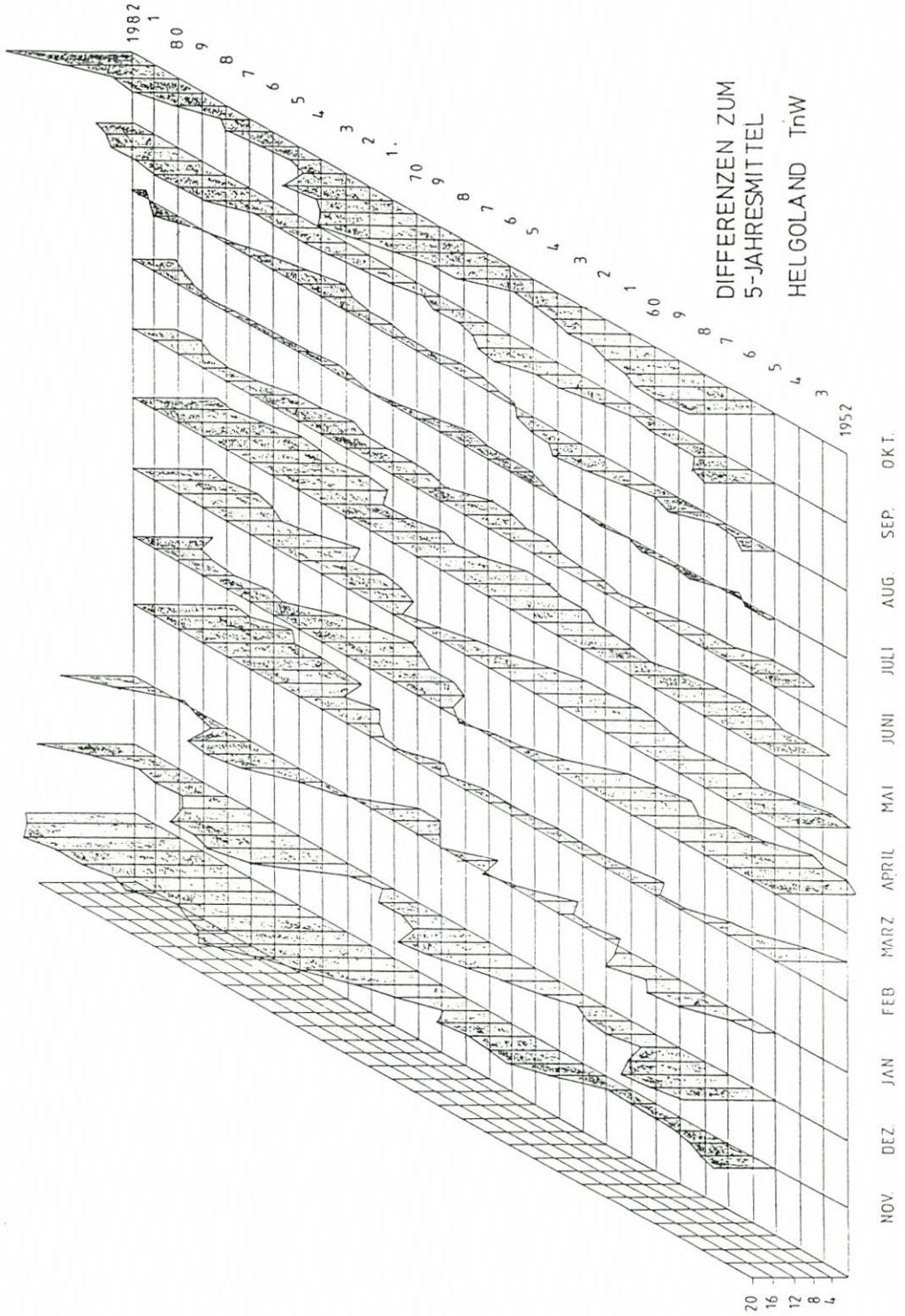


Abb. 3:

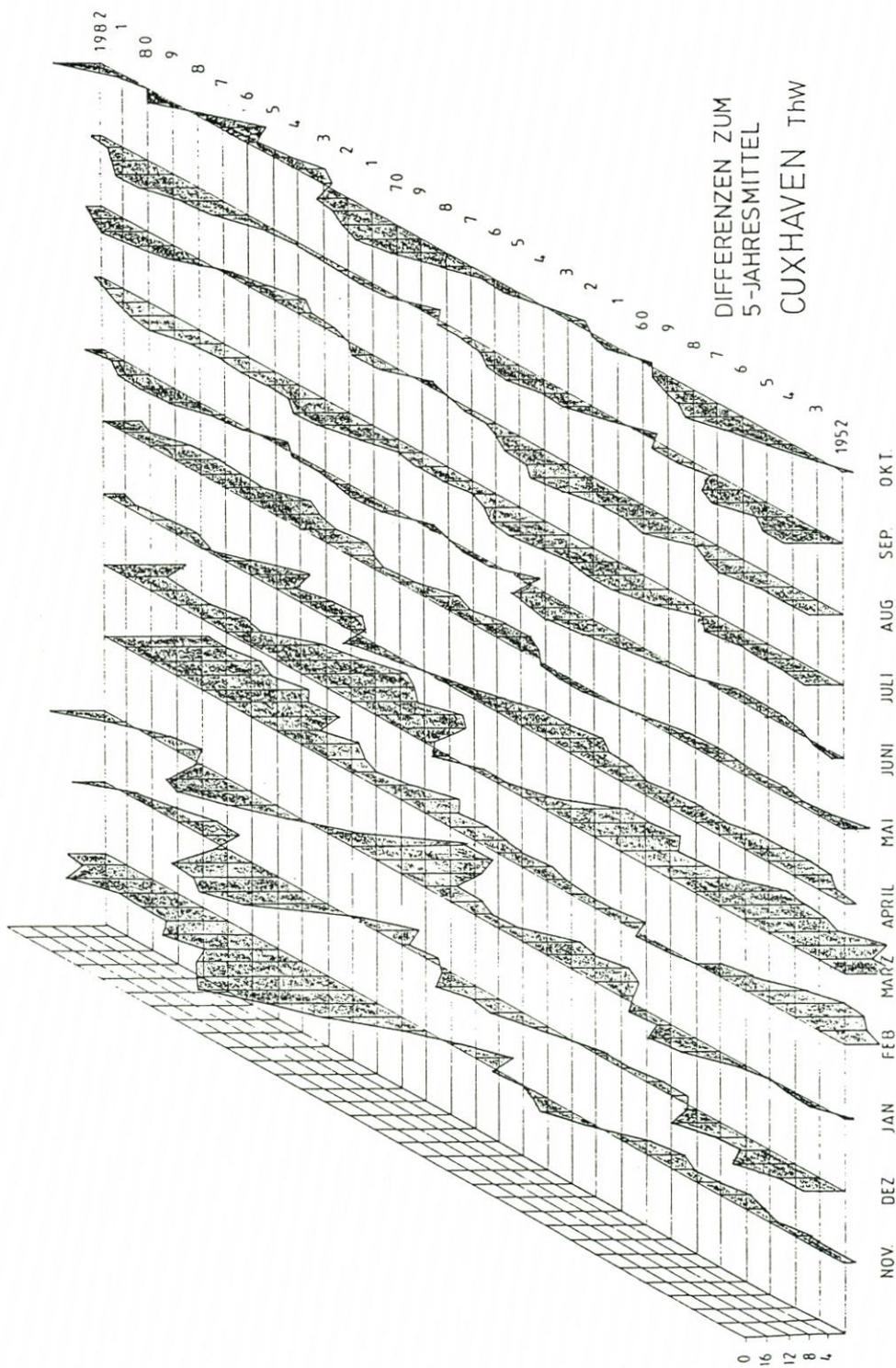


Abb. 4:

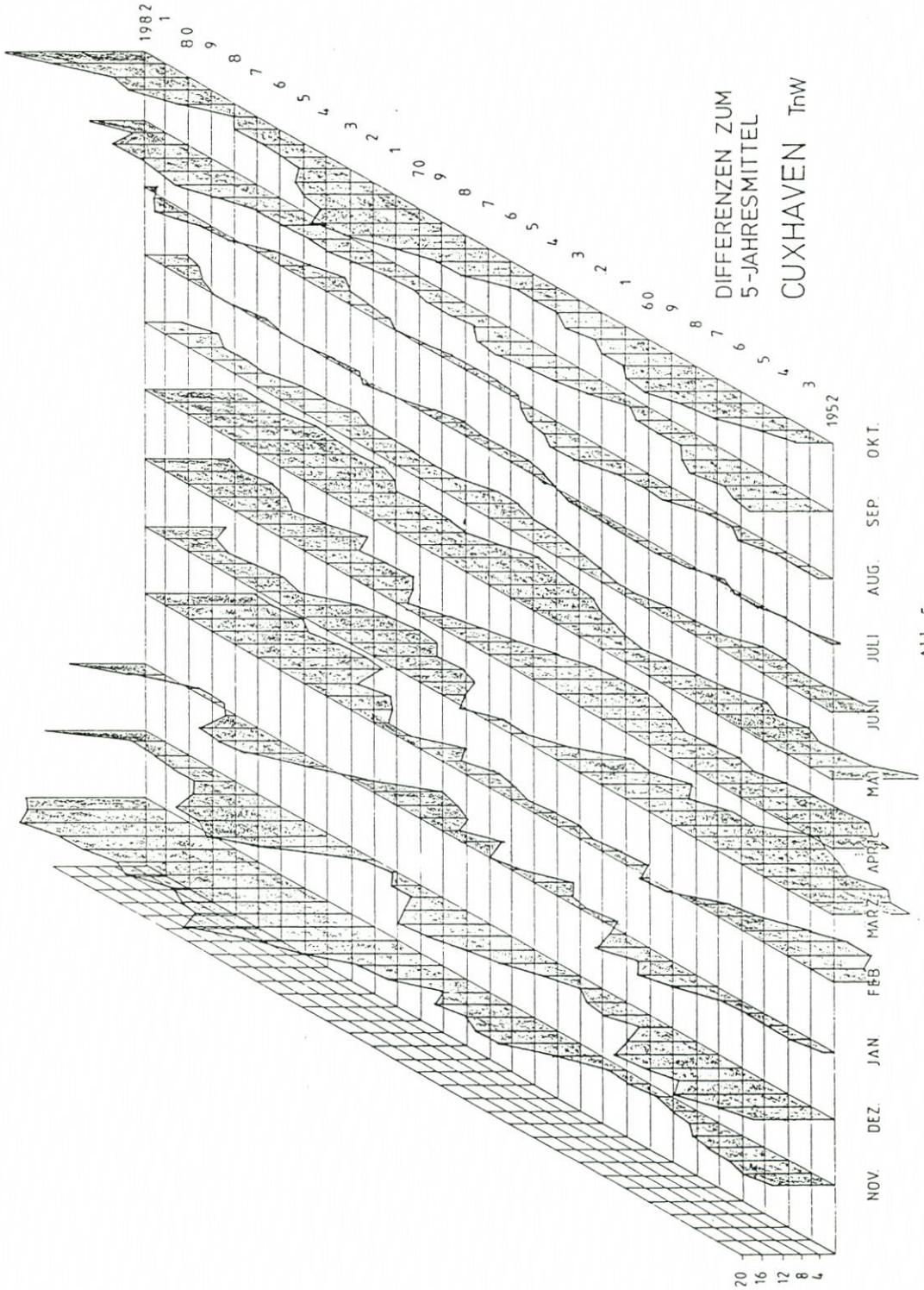


Abb. 5:

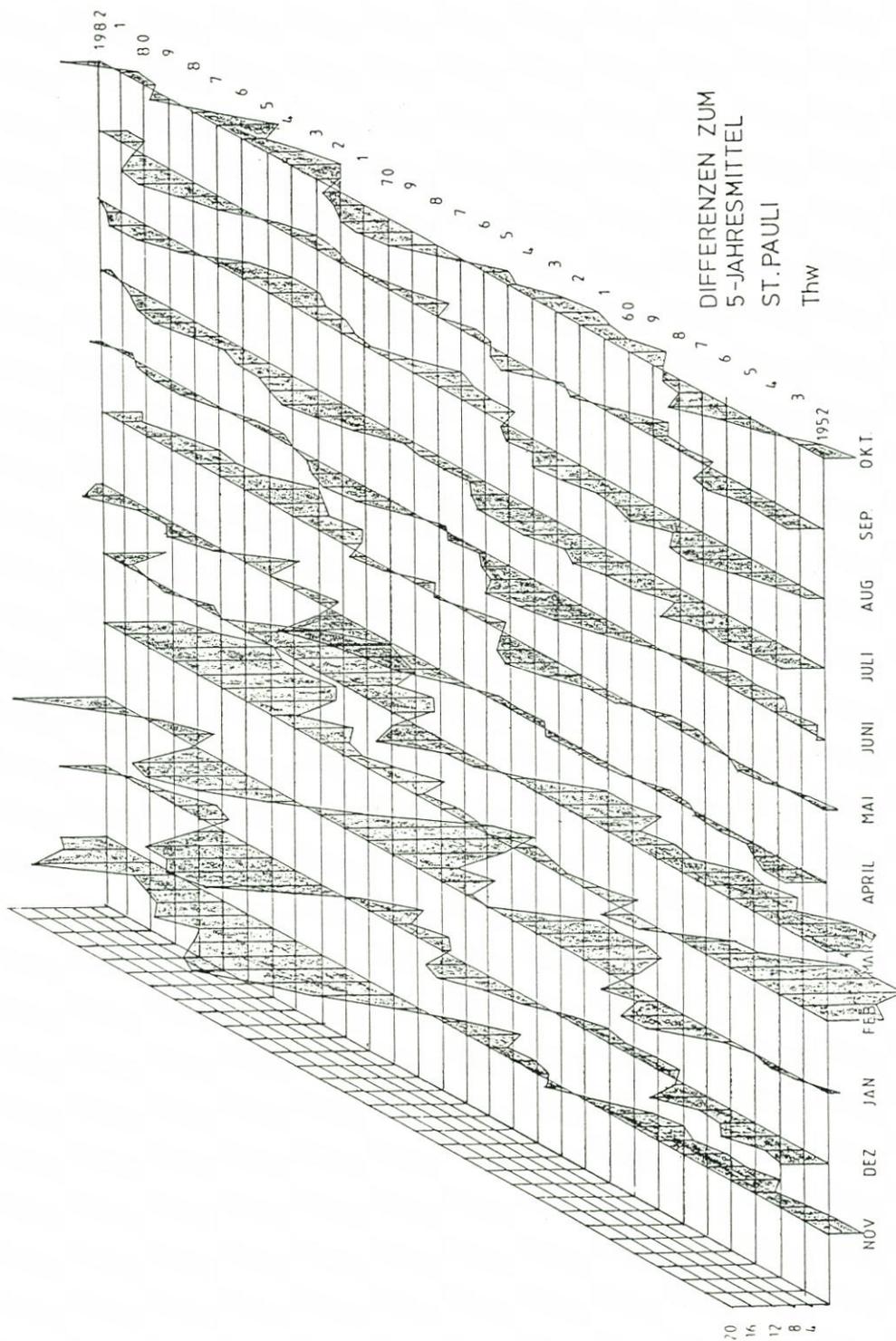


Abb. 6:

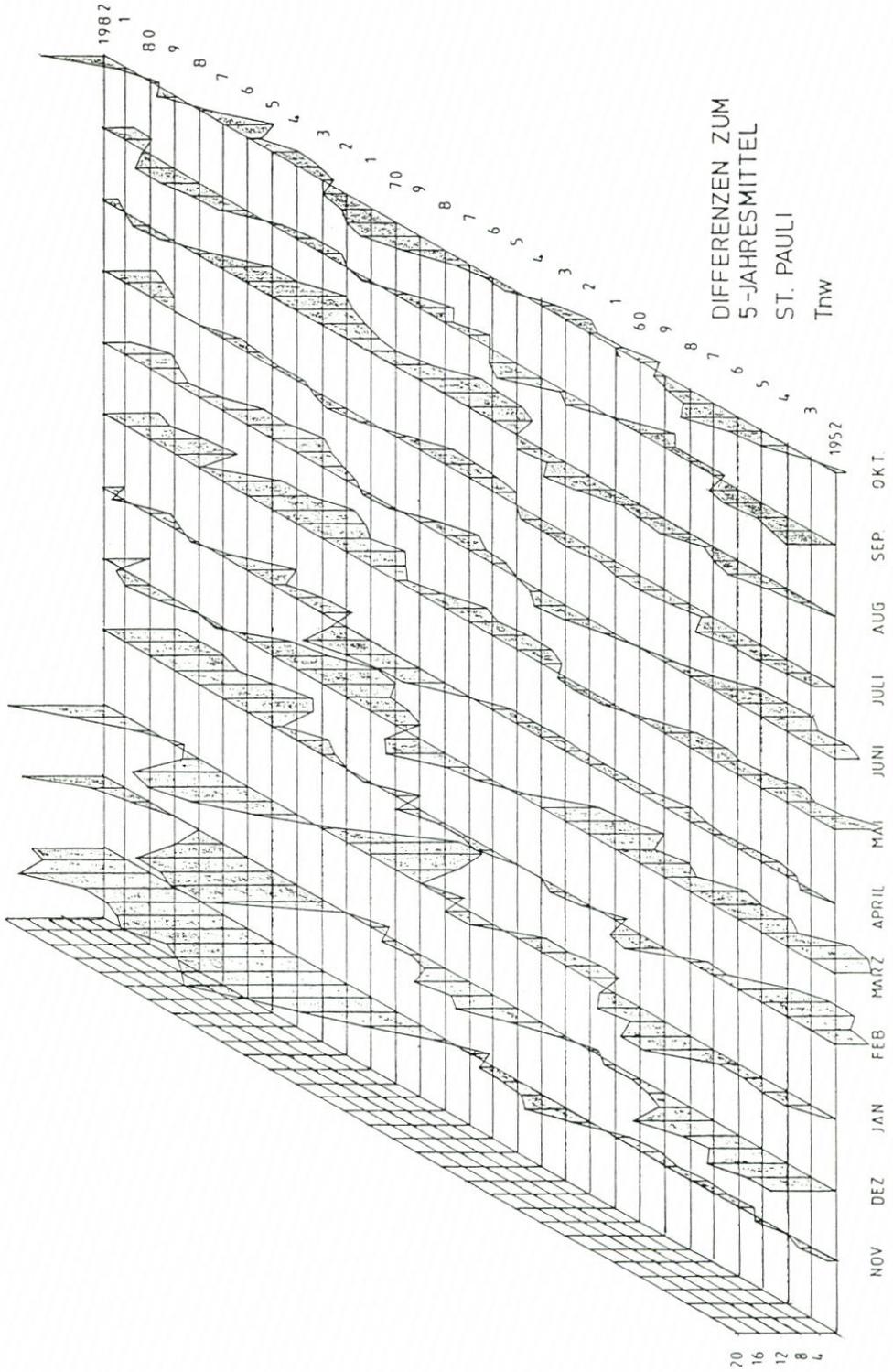
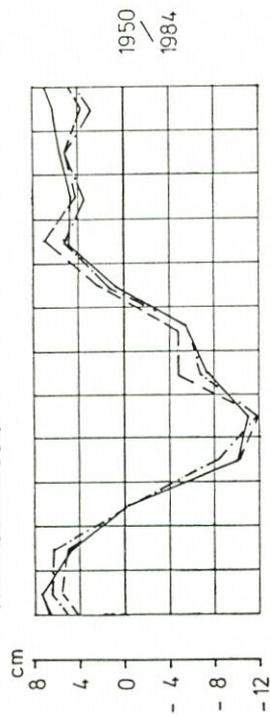


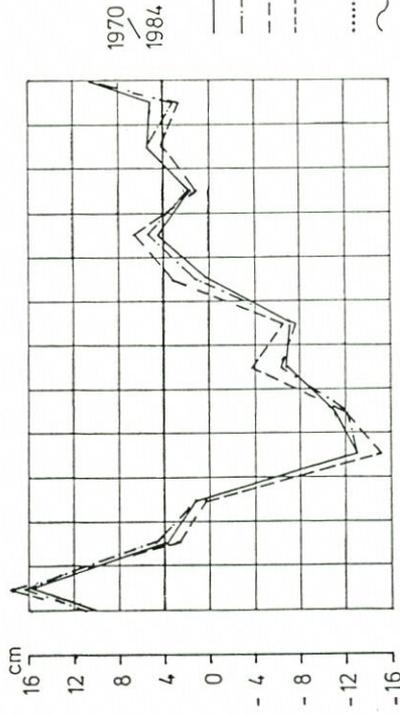
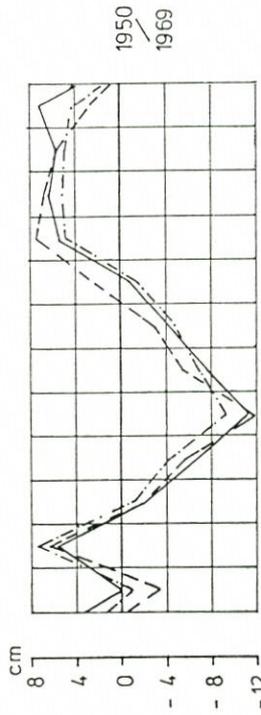
Abb. 7:

ABWEICHUNG VOM JAHRESMITTEL

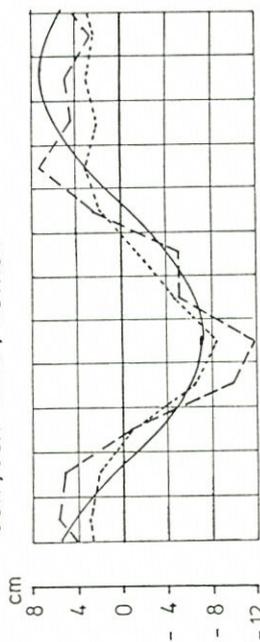
TIDEHOCHWASSER



NOV DEZ JAN FEB MÄRZ APR MAI JUN JUL AUG SEP OKT

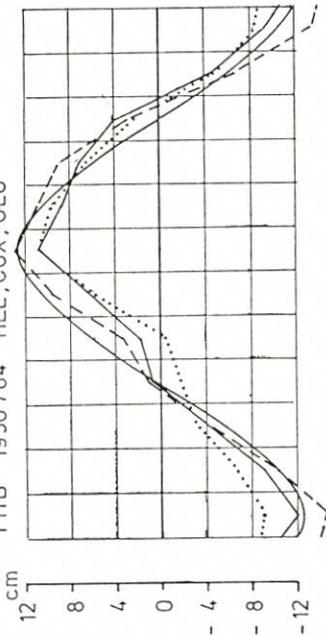


CUX , CUX - WIND , ASTRON

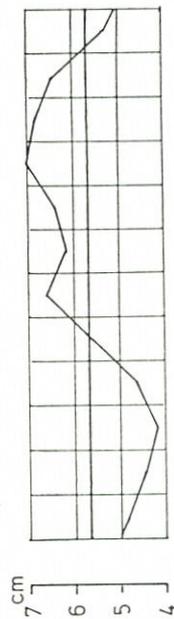


NOV DEZ JAN FEB MÄRZ APR MAI JUN JUL AUG SEP OKT

THB 1950 / 84 HEL , CUX , GLU



MTMW CUX NACH [10]



- HEL
- - - WES
- - - CUX
- - - CUX
- WIND
- GLU
- ASTRON

Abb. 8:

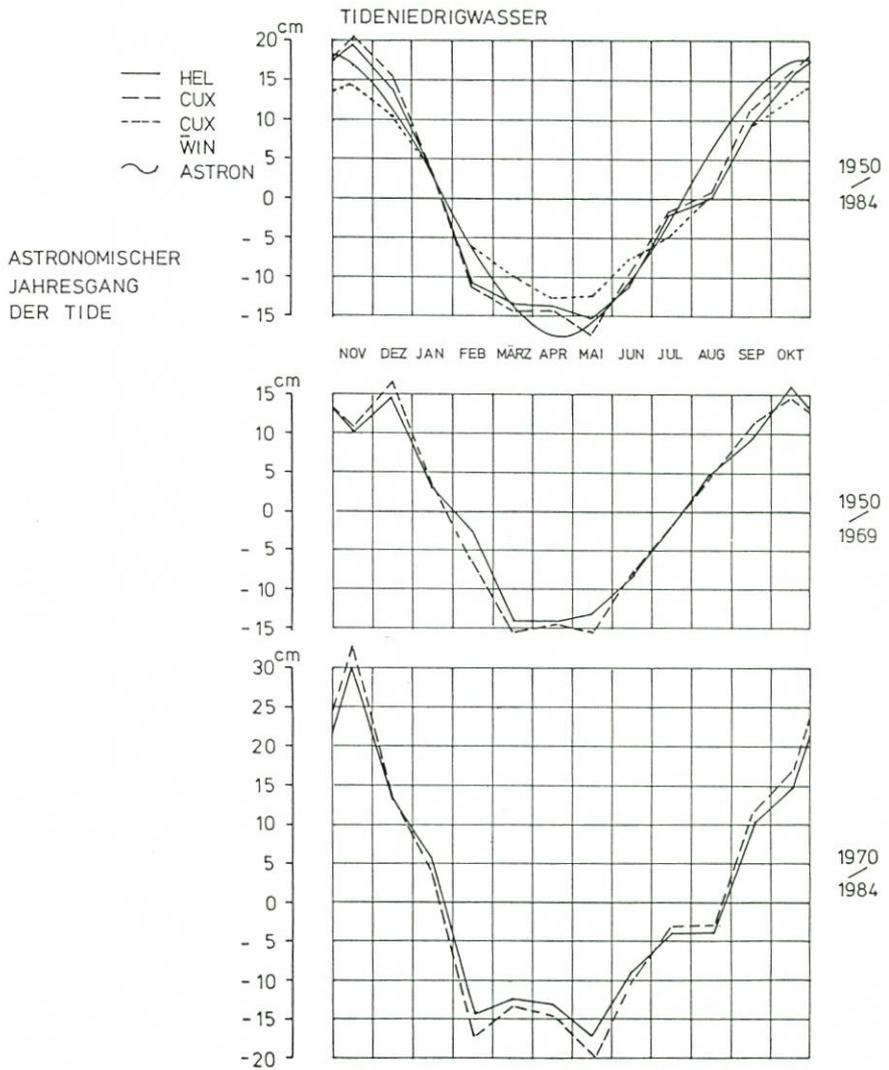
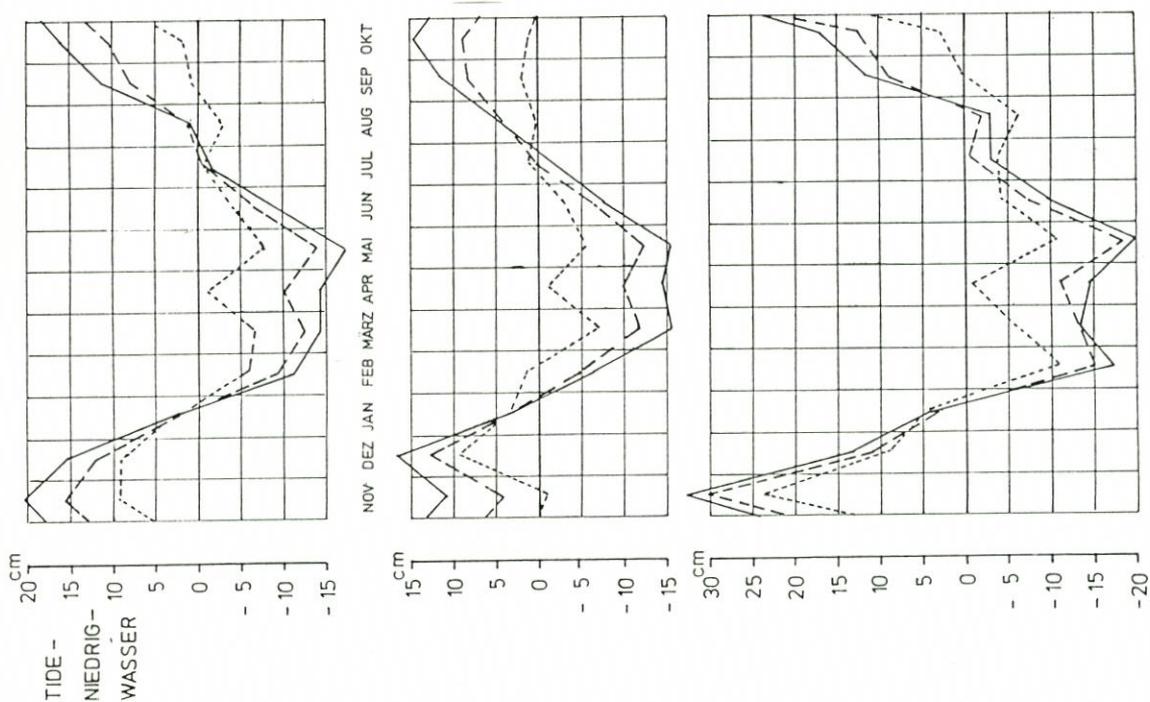
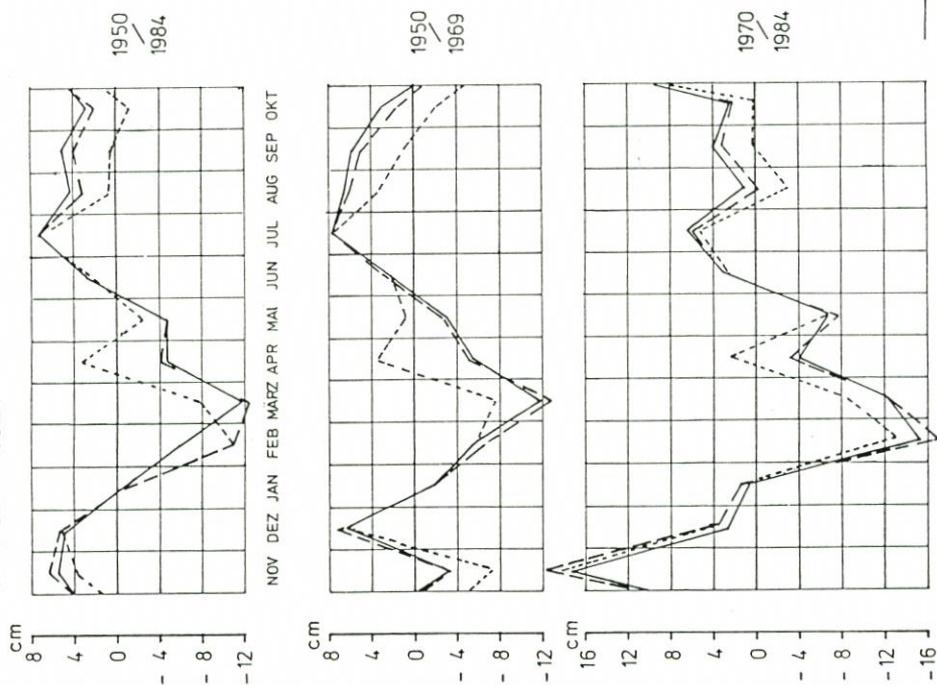


Abb. 9:



ABWEICHUNG VOM JAHRESMITTEL
TIDEHOCHWASSER



— CUX
- - - GLU
· · · HAM

Abb. 10:

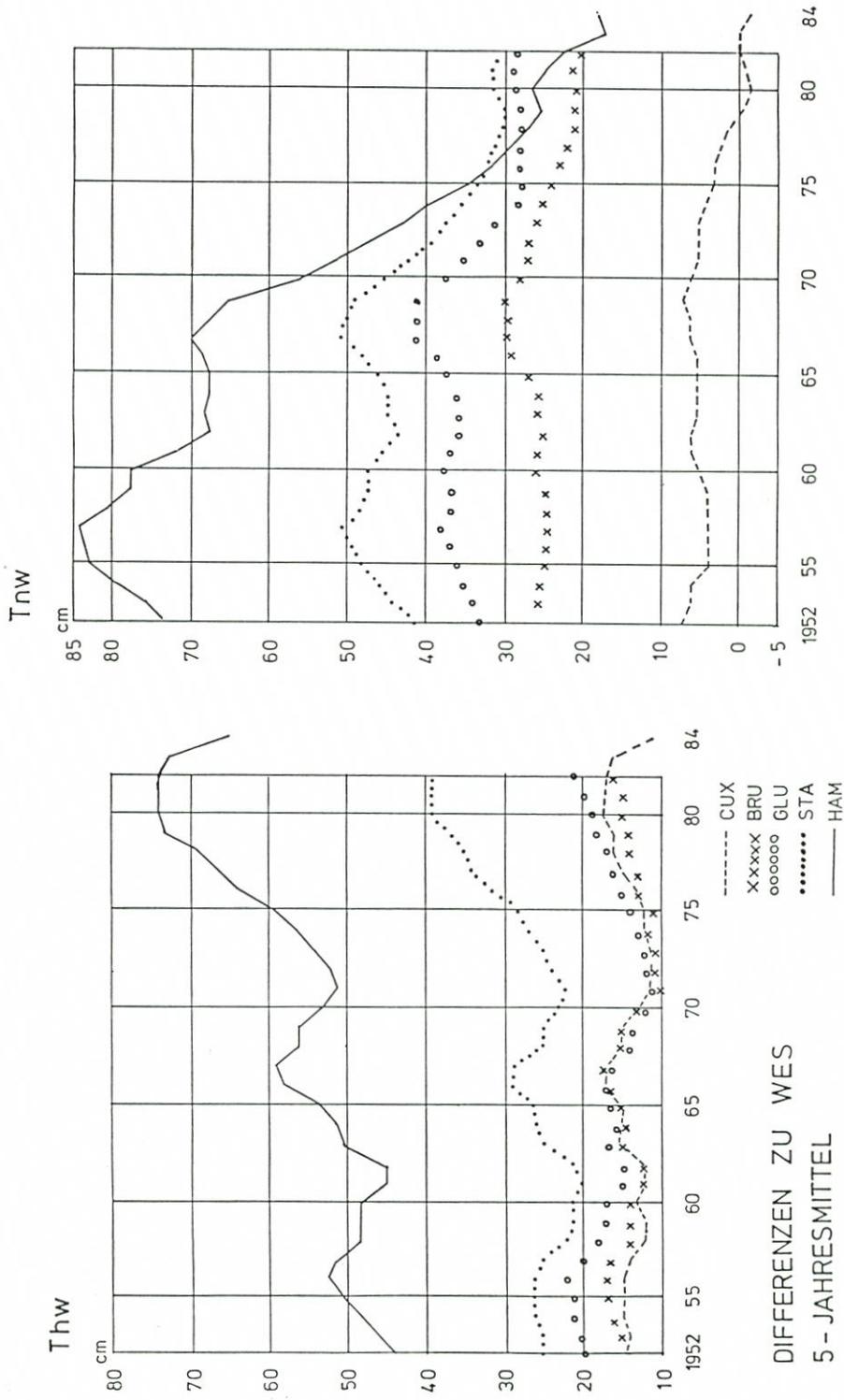


Abb. 11:

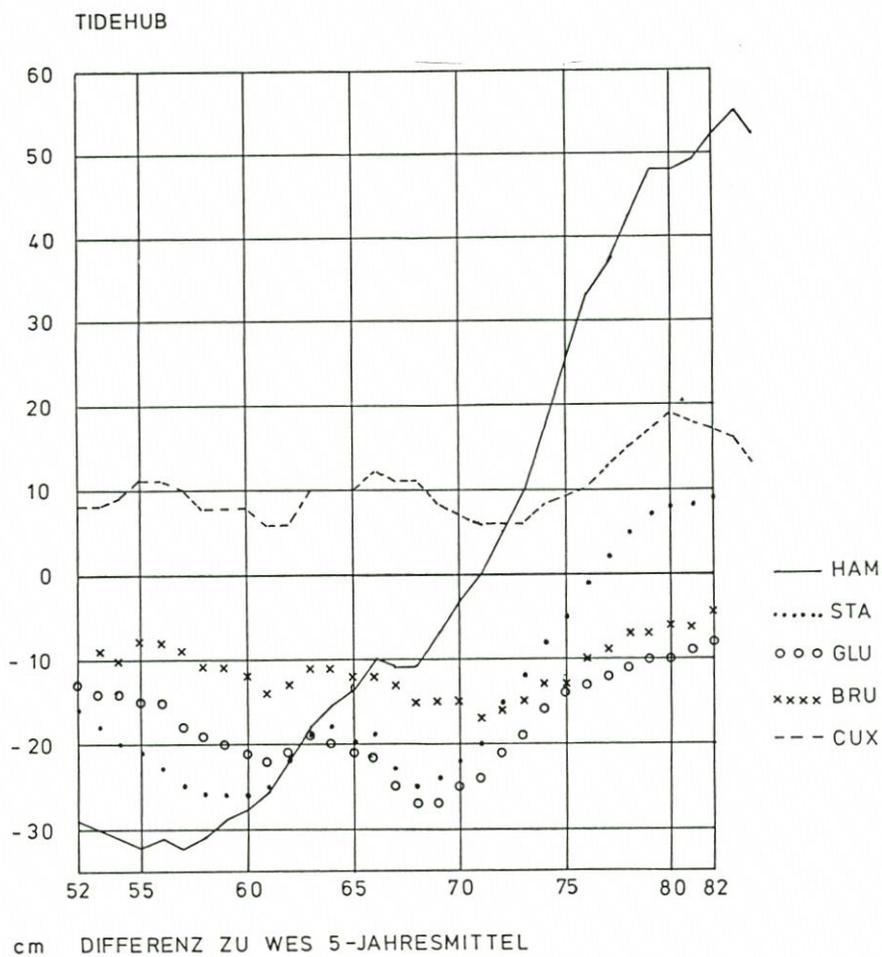


Abb. 12:

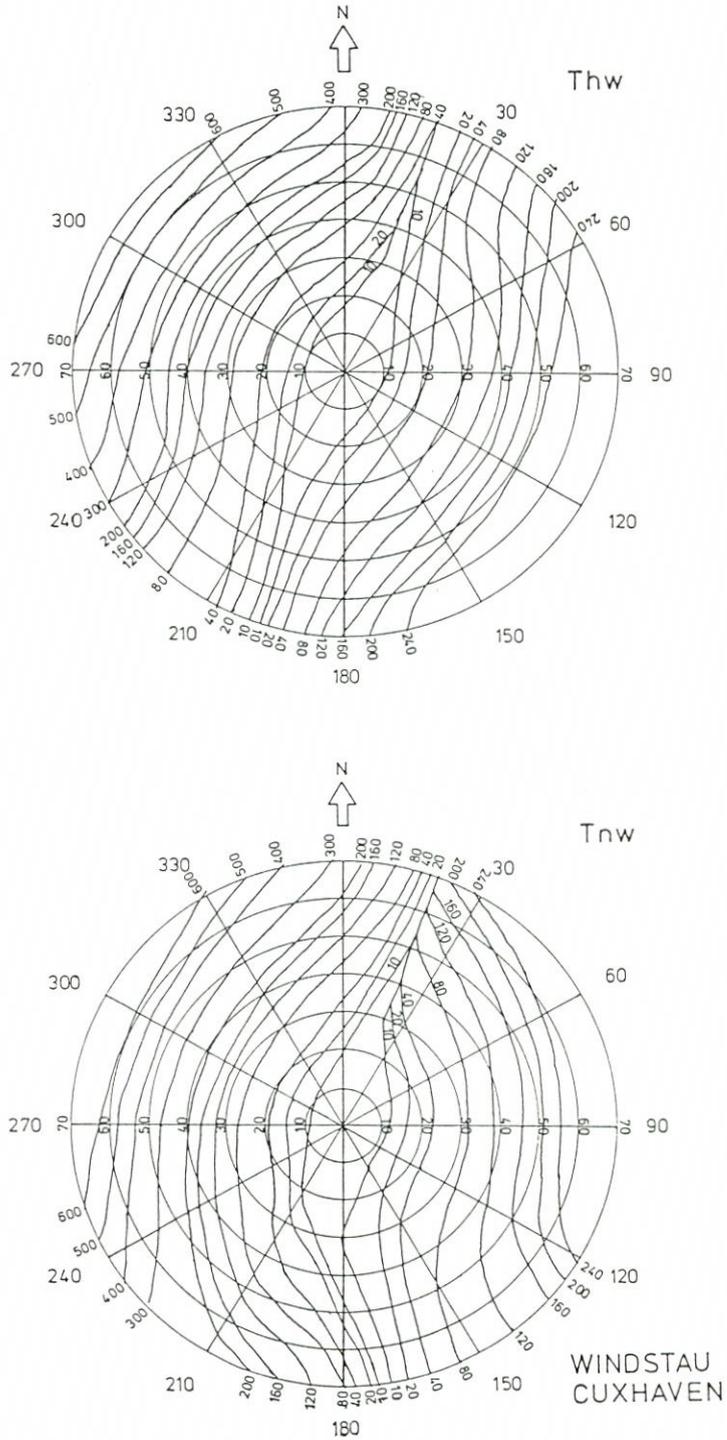


Abb. 13:

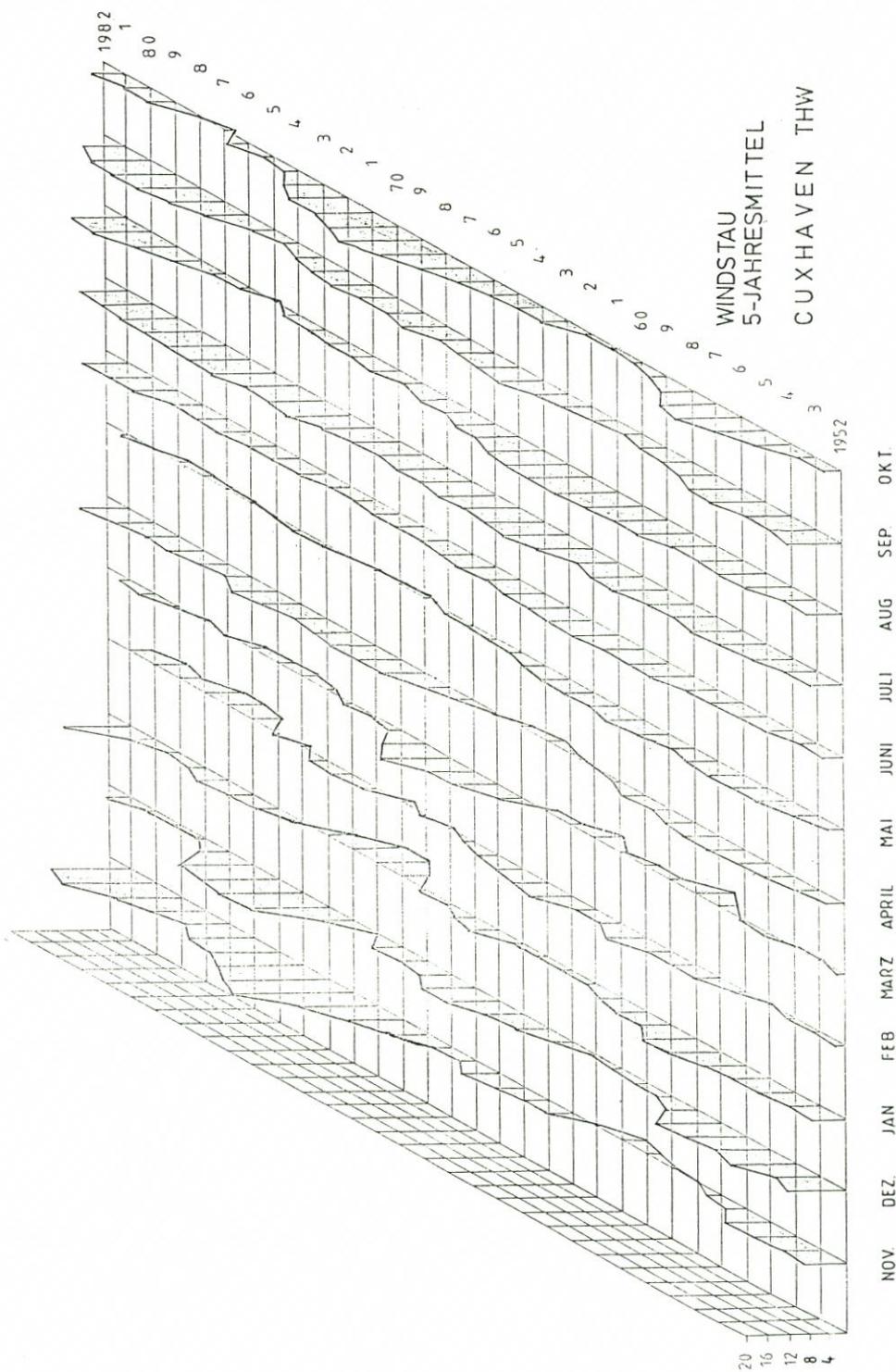


Abb. 14:

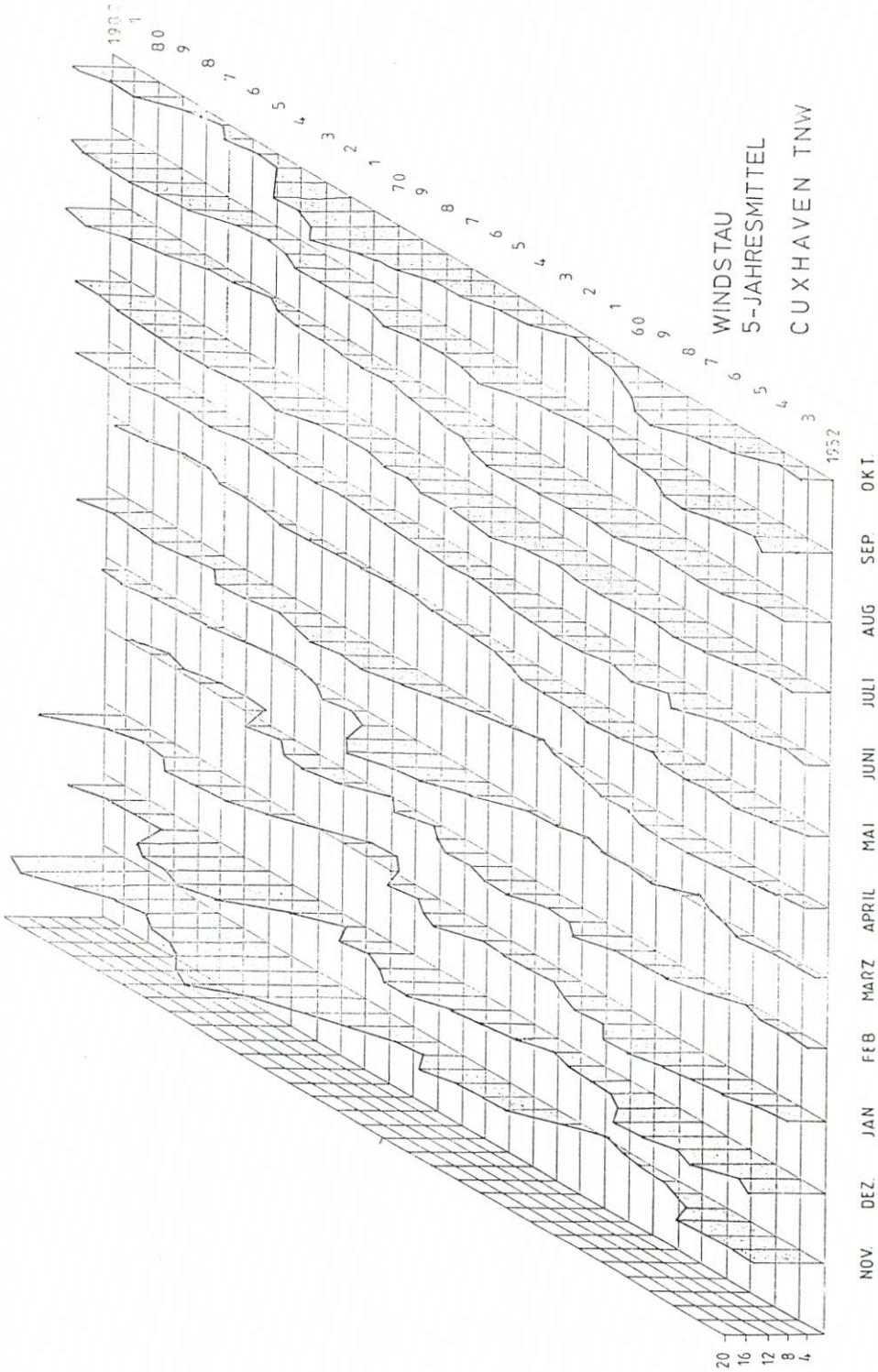


Abb. 15:

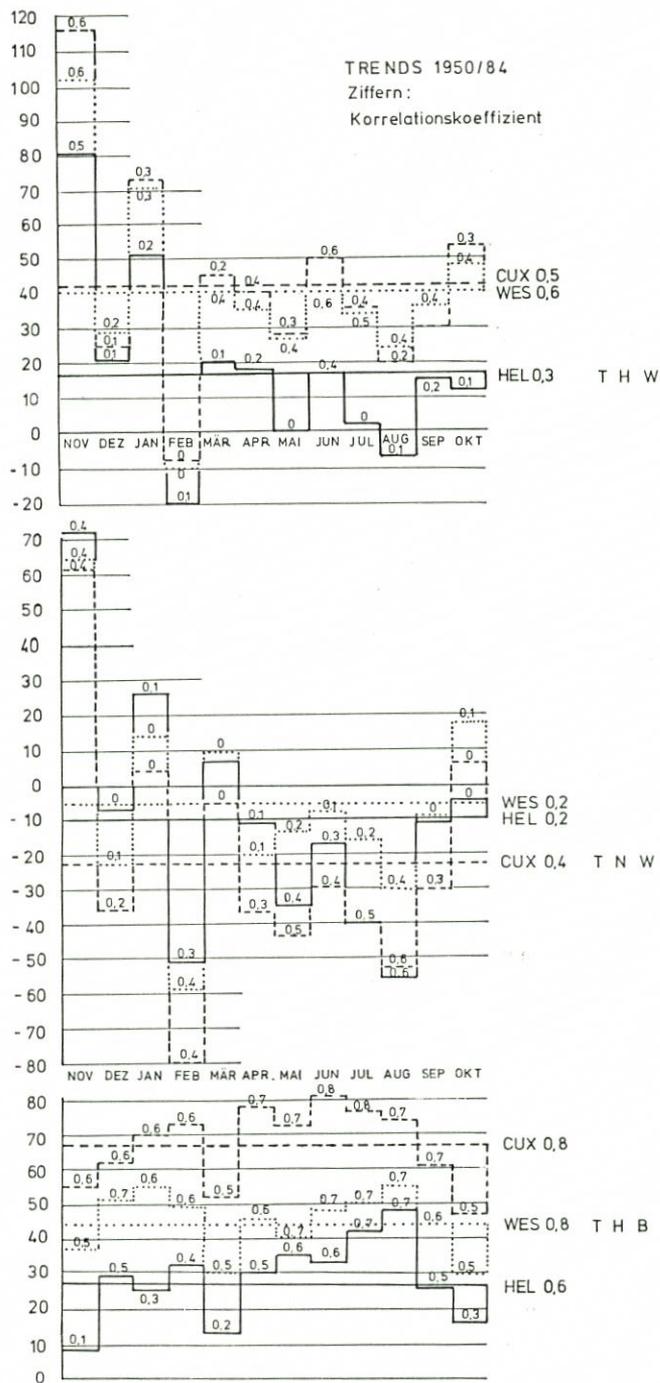


Abb. 16:

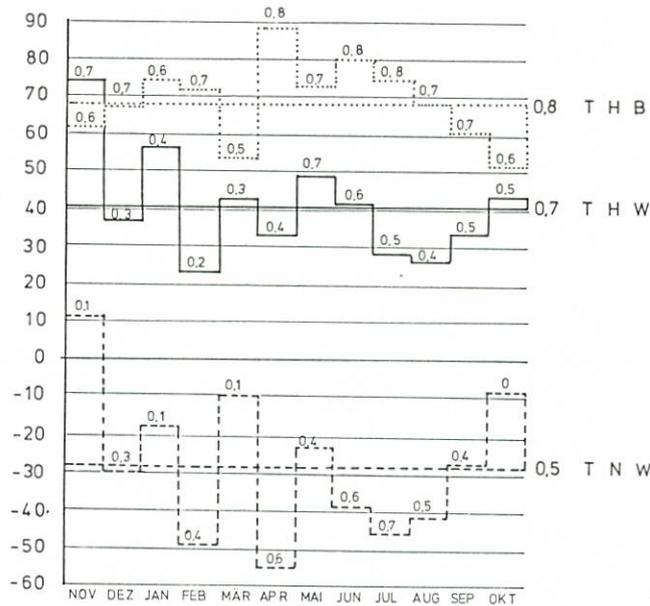


Abb. 17:

7. Schriftenverzeichnis

- Deutsches Meteorologisches Jahrbuch 1949, 1950, 1951, 1952 Teil IV.
 Deutscher Wetterdienst, Seewetteramt, Einzelveröffentlichungen, Beobachtungen von Deutschen Feuerschiffen 1953-1984.
- ANTFANG, H.: Wind- und Nebelverhältnisse im Elbmündungsgebiet. *Hamburger Küstenforschung*, H. 9, 1969.
- DIETZE, W.: Die Veränderungen der Wasserstände in den großen deutschen Tideflüssen seit 100 Jahren. *D. Gew. Mitt.*, H. 1, 1983.
- DIETRICH, G.: Ozeanographisch-meteorologische Einflüsse auf Wasserstandsänderungen des Meeres am Beispiel der Pegelbeobachtungen von Esbjerg. *Die Küste*, Jg. 2, H. 2, 1953.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- HENSEN: Stromregelungen, Hafengebäuden, Sturmfluten in der Elbe und ihr Einfluß auf den Tideablauf. *Festschrift 30. Geographentag Hamburg*, Verlag F. Hirt, Kiel, 1955.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Wasserstände an der Nordseeküste. *Mitt. des Leichtweiß-Inst.*, H. 83, 1984.
- LIESE, R. u. LUCK, G.: Verfahren zum Nachweis von Veränderungen der Tidehochwasserstände in der Deutschen Bucht. *D. Gew. Mitt.* H. 5, 1978.
- LIETZ, U.: Zum Nullpunkt der Pegel Roter Sand und Alte Weser. *D. Gew. Mitt.* H. 2, 1986.
- LOHRBERG, W.: Die Säkularvariation an einigen Pegeln zwischen Harlingen und Esbjerg sowie die Bedeutung 19jähriger übergreifender Mittel für deren Bestimmung. *Besondere Mitteilungen zum Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch*, Nr. 43, 1983.
- LOHRBERG, W. u. ROHDE, H.: Der Einfluß des Oberwasseres in Tideflüssen auf den Tidemittelwasserstand in ihrem Mündungsgebiet. *D. Gew. Mitt.*, H. 1, 1973.
- RIJKSWATERSTAAT: Grenspeilen 1981.0 Bepaling van nieuwe grenspeilen voor de kuststationen. 1984.
- ROHDE, H.: Eine Studie über die Elbe als Schifffahrtsstraße. *Mitt. des Franzius-Inst. für Grund- und Wasserbau der T. U. Hannover*, H. 3, 1971.
- ROHDE, H.: Zur Geschichte des Pegels Helgoland. *D. Gew. Mitt.*, H. 5, 1982.

- SIEFERT, W.: Vergleiche der Tidewasserstände Alte Weser (Roter Sand) und Scharhörnriff. D. Gew. Mitt., H. 3, 1973.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- 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.: Zur Windstauentwicklung im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Wasser und Boden, H. 1, 1986.
- Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest: Zur Vergleichbarkeit der Nordseepegel „Roter Sand“ mit „L.T. Alte Weser“. Februar 1986, unveröffentlicht.
- Autorenkollektiv (U. SCHARNOW): Grundlagen der Ozeanologie. Berlin, 1978.

Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht*

VON JÜRGEN JENSEN, HANS-ECKART MÜGGE U. GEORG VISSCHER

Zusammenfassung

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) geförderten Forschungsprojektes „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) wird versucht, mit mathematisch-statistischen Methoden die Entwicklung des Tidegeschehens zu analysieren. Anlaß hierfür ist der in jüngster Zeit weltweit zu beobachtende Meeresspiegelanstieg, der insbesondere an flachen Küsten und Tideästuaren zu tiefgreifenden Veränderungen führen kann.

Im Gegensatz zu ähnlichen Untersuchungen, die bisher überwiegend mit Mittelwerten durchgeführt wurden, wird in der vorliegenden Untersuchung von Einzelwerten ausgegangen. Die Gründe hierfür liegen darin, daß bei der Verwendung von Mittelwerten die Veränderungen in einer Datenreihe nur mittel- und langfristig beschrieben werden können; kurzperiodische Vorgänge werden unter Umständen verfälscht oder nicht erfaßt.

Nach der Aufbereitung der Daten von insgesamt 12 Tidepegeln erfolgten erste Trendanalysen für verschiedene Zeiträume sowie Untersuchungen über die zeitliche Entwicklung des Trends. Hier zeichnet sich ab, daß in den letzten 30 Jahren eine Veränderung in der Tidedynamik an der deutschen Nordseeküste eingetreten ist. Eine umfangreiche Analyse (Fast-Fourier-Transform) der in den Zeitreihen enthaltenen periodischen Anteile bestätigt die ersten Ergebnisse aus den Trendberechnungen. Die Amplituden langperiodischer Schwingungen haben sich deutlich verstärkt; vermutlich sind auch Frequenzverschiebungen innerhalb des Spektrums der untersuchten Zeiträume eingetreten.

Summary

In the research project "The Changes in the Water Level along the German Coastline", sponsored by the BMFT (Bundesministerium für Forschung und Technologie - Federal Ministry for Research and Technology), the KFKI (Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen - Direktorium for Research in Coastal Engineering) is trying to analyse the development of tidal phenomena using statistical and mathematical methods. This research has its justification in the sea level rise which has recently been observed world wide. This could result in violent alterations of flat coastal regions.

In the present analysis, isolated rather than mean values have been used since mean values allow only a description of medium and long term events. Short-periodic incidents could be falsified or remain undetected.

After the data of 12 tide gauges had been checked, a first analysis of trends for different time periods as well as their temporal changes was conducted. For the last 3 decades a change in the tidal dynamics of the German North Sea Coast can be detected. An extensive analysis (Fast-Fourier-Transform) of the periodic components of the time series confirms the initial results. The amplitudes of the long period oscillations have intensified; probable frequency shifts have also occurred in the spectra of the investigated time series.

Inhalt

1. Veranlassung	136
2. Pegelauswahl	137
3. Datenerfassung und Datenkontrolle	138

* Zwischenbericht zum KFKI-Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“

4. Angewandte Verfahren bei der Zeitreihenanalyse	141
4.1 Lineare Regression	141
4.2 Fast-Fourier-Transform	142
4.3 Butterworth-Filter	142
5. Ergebnisse der Zeitreihenanalysen	143
5.1 Lineare Regression	143
5.1.1 Lineare Regression mit Schrankensetzung	144
5.1.2 Lineare Regression mit 25jährigem Zeitfenster	146
5.2 Fourier-Analyse und Filterung	147
5.2.1 Untersuchung der Tidehochwasser	147
5.2.2 Untersuchung der Tideniedrigwasser	152
5.2.3 Untersuchung des Tidehubs	154
5.2.4 Untersuchung der Flutdauer	155
5.2.5 Untersuchung der Tidelaufzeiten	157
6. Ausblick	160
7. Schriftenverzeichnis	160

1. Veranlassung

Die Wasserstandsentwicklung der Nordsee ist seit dem Ende der letzten Eiszeit durch Transgressions- (Wasserspiegelanstieg) und Regressionsphasen (Wasserspiegelrückgang) gekennzeichnet (vgl. z. B. ROHDE, 1977). Die Entwicklung der Tidewasserstände steht dabei im unmittelbaren Zusammenhang mit der gesamten Topographie des Küstenvorfeldes und dem Abbruchgeschehen an den Küsten. Für die Unterhaltung und Planung von Küstenschutzmaßnahmen sind Aussagen zur Entwicklung der Tidewasserstände sowie der Tidedynamik erforderlich (vgl. JENSEN, 1984; FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985).

Die eustatischen Veränderungen des globalen Meeresspiegels sind Folgen von weltweiten Klimaänderungen, die im wesentlichen noch Folgeerscheinungen der letzten Eiszeit sind. Neben den nachgewiesenen eustatischen Änderungen des Weltmeeresspiegels, die als Säkularanstieg bezeichnet werden, stellt sich besonders für ein flaches Randmeer wie die Nordsee die Frage, inwieweit die Tidedynamik durch die Wasserstandsentwicklung beeinflusst wird.

Für den Bereich der deutschen Nordseeküste kann anhand von Daten eine Veränderung der Wasserspiegellage bis in das 16. Jahrhundert zurückverfolgt werden. Nachdem die Relativbewegung zwischen dem Land- und Wasserniveau von SCHÜTTE (1908) erkannt, aber als Küstensenkungserscheinung interpretiert wurde, hat LÜDERS (1936) erstmalig einen Anstieg des Wasserspiegels im Nordseebereich festgestellt.

Seitdem ist in einer Vielzahl von Veröffentlichungen diese Thematik behandelt worden (Schrifttumshinweise finden sich z. B. bei JENSEN, 1985). Die Entwicklung der Meeresspiegellagen ist dabei nicht stationär, sondern unterliegt zeitlichen Veränderungen bzw. Schwankungen. Bei der Durchsicht der Literatur ist auffällig, daß von vielen Verfassern ein beschleunigter Meeresspiegelanstieg in der jüngsten Zeit beobachtet wird (FÜHRBÖTER, 1986; LUCK, 1987). Besonders in der amerikanischen Literatur werden nach Modellrechnungen Werte für einen weltweiten Meeresspiegelanstieg von etwa 0,4 bis mehr als 2 m für den Zeitraum der nächsten 100 Jahre angegeben (vgl. BARTH u. TITUS, 1984).

Im Rahmen des Forschungsprojektes „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ des KFKI wird versucht, mit mathematisch-statistischen Methoden die Entwicklung des Tidegeschehens zu analysieren. Abweichend von Untersuchungen, die auf Mittelwerten basieren, wird in diesem Forschungsprojekt von Einzelwerten ausgegangen, d. h., alle Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände einschließlich der Eintrittszeiten bilden die Grundlage der Analysen (vgl. z. B. SIEFERT u. LASSEN, 1985). Auf der Basis dieses Datenmaterials sind nicht

nur Aussagen zur Entwicklung der Tidewasserstände bzw. des Tidehubs (Thb), sondern auch zur Entwicklung der Ebbe- und Flutdauer sowie der Tidelaufzeiten zwischen einzelnen Pegeln möglich. Darüber hinaus soll durch die Einbindung von meteorologischen Daten versucht werden, die meteorologischen Wirkungen auf die Wasserstände und das Tidegeschehen zu beurteilen.

2. Pegelauswahl

In Zusammenarbeit mit den zuständigen Ämtern der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) wurden insgesamt 12 Tidepegel an der deutschen Nordseeküste für die Untersuchungen ausgewählt. Zusätzlich werden zu vergleichenden Betrachtungen in weiteren Untersuchungen die beiden Ostseepegel Kiel und Travemünde herangezogen.

Die Datenreihen der Pegel sollten dabei unter Berücksichtigung der übergeordneten hydrologischen Fragestellung bestimmten Kriterien genügen:

- Die Aufzeichnungen des Pegels sollten nur wenig durch bauliche Maßnahmen (Schleusen, Siele) oder durch umgebende Topographie (Watrücken, Priele) beeinflusst werden
- Veränderungen des Höhenbezugs oder Standortverlegungen innerhalb des Untersuchungszeitraumes sollten möglichst nicht vorliegen oder zumindest ausreichend dokumentiert sein
- Die zur Verfügung stehende Datenreihe sollte einen möglichst langen Zeitraum umfassen
- In Hinsicht auf die geplante rechnergestützte Bearbeitung sollten die Tidewerte in digitaler Form auf Datenträger vorhanden sein

Nur ein geringer Teil dieser Pegel kann jedoch die oben genannten Bedingungen zufriedenstellend erfüllen.

Die überwiegende Anzahl der Pegel wurde im Laufe der Zeit z.T. mehrfach versetzt und in der Bezugshöhe korrigiert. Zudem sind die Daten auf unterschiedlichen Datenträgern in verschiedenen Behörden archiviert, mit z.T. ungenauen Angaben über die Herkunft oder „Unversehrtheit“ der jeweiligen Zeitreihe.

Im Sinne der gestellten Aufgabe werden die Zeitreihen der folgenden Pegel für die Analyse herangezogen:

Pegelstation	Standort	Zeitraum
Emden	Neue Seeschleuse	1950 bis 1986
Borkum	Fischerbalje bzw. Südstrand	1936 bis 1986
Norderney	Riffgat bzw. Hafen	1936 bis 1986
Lt. Alte Weser	bzw. Lt. Roter Sand	1936 bis 1986
Wilhelmshaven	Alter Vorhafen	1936 bis 1986
Cuxhaven	Steubenhöft	1890 bis 1986
Büsum		1953 bis 1986
Husum		1952 bis 1986
Wittdün		1952 bis 1986
Dagebüll		1952 bis 1986
List		1952 bis 1986
Helgoland		1954 bis 1986
Kiel		1939 bis 1986
Travemünde		1937 bis 1986

Abb. 1. gibt eine Übersicht der für diese Untersuchung ausgewählten Pegel. Nach der geographischen Lage lassen sich drei Standortkategorien unterscheiden: Festlandspegel, Inselpegel und Mündungspegel an Tideästuaren.

Ein entscheidendes Kriterium für die Auswahl der Tidepegel ist die zeitliche Länge der Aufzeichnungen. Je länger eine gesicherte Datenreihe zur Verfügung steht, desto aussagekräftiger sind die Ergebnisse einer statistischen Analyse.

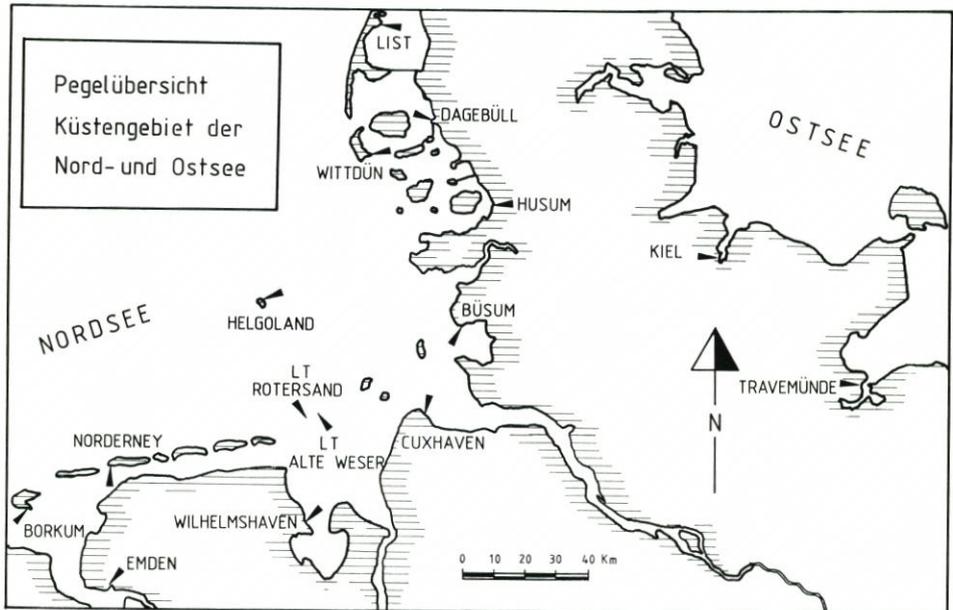


Abb. 1: Übersicht der ausgewählten Pegel in der Nord- und Ostsee

3. Datenerfassung und Datenkontrolle

Gleichzeitig mit der Auswahl der Pegel ist die Frage der Datenherkunft und Archivierung zu klären. Dafür steht zum einen das „Deutsche Gewässerkundliche Jahrbuch“ mit einem gesonderten Band „Küstengebiet der Nord- und Ostsee“ zur Verfügung, in dem die täglichen Scheitelwerte der Hoch- und Niedrigwasserstände und deren Eintrittszeiten veröffentlicht werden. Zum anderen verfügt das Deutsche Hydrographische Institut (DHI) in Hamburg über umfangreiche Datenbestände auf Datenträger, ebenso die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in Koblenz und die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe.

Leider gibt es von weiter zurückliegenden Zeitreihen (etwa vor 1935) mit Ausnahme des Pegels Cuxhaven kaum noch Daten, die ohne manuelle Zwischenschritte mit der Elektronischen Datenverarbeitung (EDV) erfassbar sind. In diesem Fall müssen von den betreffenden Ämtern die Originalpegelbögen oder -listen angefordert und nachträglich durch Handeingabe der Werte die Reihen ergänzt, verlängert und auf Datenträgern abgelegt werden. Aus Gründen der Datensicherheit werden alle erhaltenen Daten mit entsprechenden Prüfprogrammen in Zusammenarbeit mit den zuständigen Ämtern verifiziert.

Für eine detaillierte Analyse der komplexen Zusammenhänge der Wasserstandsentwicklung an der Nordseeküste ist ein qualitativ hochwertiger Datenbestand zwingend notwendig.

Aus diesem Grund wird dieser Aufgabenstellung eine große Bedeutung beigemessen. Darüber hinaus wird durch die Zusammenstellung zuverlässiger Datenreihen die wesentliche Voraussetzung für weitere Untersuchungen zu diesem Themenkomplex geschaffen.

Das Umsetzen und die Kontrolle der Pegeldaten erfordert jedoch einen erheblichen Aufwand. Obwohl die Schließung kürzerer Lücken mit errechneten Werten auf die statistischen Parameter kaum Einfluß hat, sollten alle Möglichkeiten ausgeschöpft werden, die Originalwerte in die Untersuchung einfließen zu lassen. Für erste Kontrollen der digital erfaßten Zeitreihen sind EDV-Programme erstellt worden, die nach bestimmten Kriterien (Grenzwertüberschreitung) sowohl die Eintrittszeiten der Tidehochwasser (Thw) und Tide-niedrigwasser (Tnw) als auch deren Scheitelwerte überprüfen.

So lassen sich Eingabefehler, die beim Digitalisieren entstanden sind, relativ leicht ermitteln, da diese in der Regel erheblich aus der Kontinuität der Reihe herausfallen. Fehlerhafte Werte, die innerhalb des natürlichen Streubereichs liegen, lassen sich durch solche Kontrollprogramme nur schwer herausfinden. Eine Differenzenbildung zu Nachbarpegeln kann hier noch weitere Unstetigkeiten aufzeigen, wie z.B. eine fehlerhaft angebrachte Korrektur des Höhenbezugs.

Da die Bezugshöhen der Pegelnullpunkte häufig verändert wurden, sind die Dateien auf ein einheitliches Bezugsniveau zu bringen. Dieses Niveau wird auf NN - 5,00 m nS (neues System der Landesaufnahme) entsprechend den amtlichen Vorschriften festgelegt.

Neben den Nullpunktveränderungen müssen auch Lageveränderungen der Pegel berücksichtigt werden. Der Pegel Büsum ist beispielsweise zwischen 1915 und 1953 4mal versetzt worden. In derartigen Fällen muß sichergestellt sein, daß durch die Standortverlegung der Meßeinrichtung - oft infolge Baumaßnahmen - eine eindeutige Beziehung zwischen alten und neuen Pegelmeßdaten besteht. Nur wenn an beiden Standorten noch eine ausreichende Zeit parallel aufgezeichnet wird, ist eine gute Zuordnung möglich. Dabei können die Beziehungen zwischen den beiden Meßpunkten sowohl bei den Wasserständen als auch bei den Eintrittszeiten der Thw und Tnw durchaus unterschiedlich sein.

Der Wechsel des Pegelstandortes Leuchtturm (Lt.) Roter Sand nach Lt. Alte Weser mag als Beispiel dazu dienen, wie vorgegangen werden kann. Bereits mehrere Autoren (LOHRBERG, 1980; LIETZ, 1986; Studie der WSD NORDWEST, 1986) haben mit unterschiedlichen Verfahren, wie z. B. der Doppelsummenanalyse, versucht, eine Höhenangleichung bzw. eine Ermittlung des Pegelnullpunktes (PNP) beider Pegel rechnerisch zu erreichen. Dabei ergaben sich Differenzen zwischen Lt. Roter Sand und Lt. Alte Weser von 6 bis 10 cm für das mittlere Thw und Tnw. Die Pegelnullpunkte liegen nach dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch bei NN -4,82 m für Lt. Roter Sand und NN -4,96 m für Lt. Alte Weser. Die Differenzen zu verschiedenen Nachbarpegeln aus gefilterten Einzelwerten weisen jedoch beim Übergang von Lt. Roter Sand zu Lt. Alte Weser (Abflußjahre 1964/1965) übereinstimmend einen Sprung auf. Aus den Differenzen der gefilterten Wasserstandswerte lassen sich folgende Beziehungen ermitteln:

$$\begin{aligned} \text{Thw}_{\text{AW}} &= \text{Thw}_{\text{RS}} - 10 \text{ cm und} \\ \text{Tnw}_{\text{AW}} &= \text{Tnw}_{\text{RS}} - 8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diese Ergebnisse decken sich exakt mit denen, die von der WSD Nordwest mit Hilfe der Doppelsummenanalyse errechnet wurden. Nach entsprechender Korrektur der Wasserstandsdaten liegt nun eine relativ homogene Datenreihe vor. Abb. 2 zeigt anhand der Differenzen zu den beiden Nachbarpegeln Norderney und Wilhelmshaven die mit einem Tiefpaß gefilterten Thw vor und nach der Anpassung.

Mit Hilfe der EDV lassen sich zahlreiche zusätzliche Korrekturen anbringen, die bisher von den Ämtern nicht bearbeitet werden konnten. Durch die Verwendung von Einzelwerten

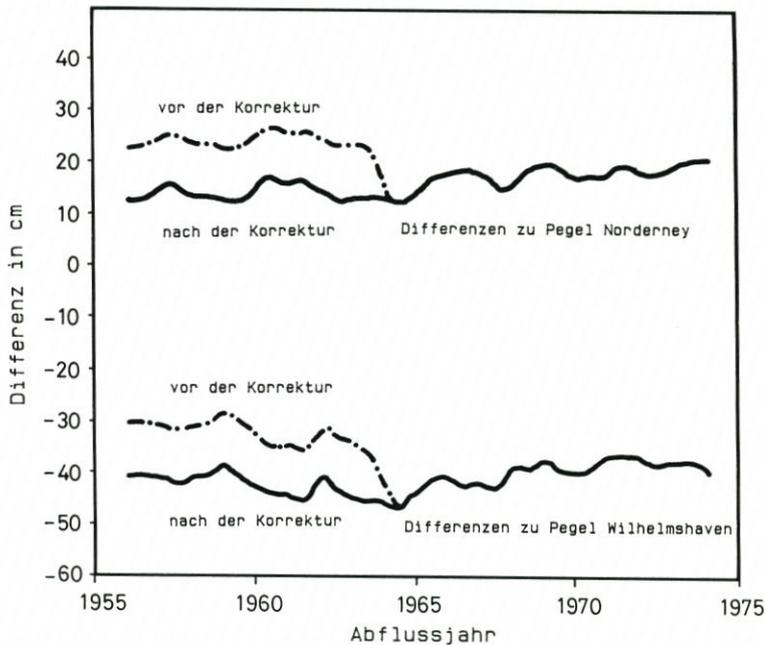


Abb. 2: Höhenangleichung der Thw des Pegels Lt. Roter Sand an den Pegel Lt. Alte Weser, Differenzkurven zu Pegel Norderney und Wilhelmshaven aus gefilterten Einzelwerten, Tiefpaß ab Periode 1024

ist sichergestellt, daß ein „Herausmitteln“ von Fehlern, wie es bei Monats- oder Jahreswerten geschehen kann, nicht erfolgt. Diese Vorgehensweise läßt bisher verborgene Fehler erkennen. Veränderungen, z. B. verursacht durch ein allmähliches Versanden des Pegelverbindungsrohres zum Gewässer, stellen sich in der Regel erst bei der eigentlichen Analyse der Daten heraus und zwingen so zu erneuter Korrektur und zu wiederholten Untersuchungen.

Die Datenreihe des Pegels Borkum Südstrand wurde ab 1981 durch Werte des Pegels Fischerbalje ersetzt, da Störungen und Unregelmäßigkeiten auftraten. Die Analysen weisen darauf hin, daß durch die Standortverlegung die Homogenität der Reihe gestört ist, wenn die Daten des Pegels Südstrand durch die des Pegels Fischerbalje ergänzt werden. Aus diesem Grund werden die Auswertungen für den Pegelstandort Borkum bis zur Klärung dieses Sachverhalts nur bis zum Abflußjahr 1980 durchgeführt.

Ein Beispiel für eine Fehlererkennung als Nebenprodukt einer Datenanalyse zeigt sich bei der gefilterten Zeitreihe der Flut- und Ebbedauern des Pegels Norderney. Eine kontinuierliche Verkürzung der Flutdauer ab 1960 um ca. 20 Minuten und ein anschließendes Ansteigen auf das vorherige Niveau bis 1963 (vgl. Abb. 20) konnte durch die üblichen Datenkontrollen nicht erfaßt werden, da es sich um einen stetigen Vorgang handelt.

Für den Pegel Cuxhaven wird von SIEFERT und LASSEN (1985) eine Höhenänderung von +10 cm auf -2,7 cm für den Zeitraum von 1855 bis 1900 angegeben. Diese Korrektur wurde jedoch nicht angebracht, da sie ohne weitere Prüfung nicht auf Einzelwerte übertragbar ist.

Derartige Analysen erweisen sich als ein geeignetes zusätzliches Hilfsmittel, qualitativ hochwertige Zeitreihen zusammenzustellen. Ziel dieser aufwendigen Aufarbeitung der Einzelwertreihen ist es, homogene Datensätze zu schaffen, die eine Gewähr dafür bieten, daß die eigentliche Analyse zu möglichst zuverlässigen Ergebnissen führt. An dieser Stelle sei darauf

hingewiesen, daß die Ergebnisse den derzeitigen Stand der Datenaufarbeitung wiedergeben und sich u.U. noch zusätzliche Korrekturen bei der weiteren Bearbeitung als notwendig herausstellen.

4. Angewandte Verfahren bei der Zeitreihenanalyse

Nach Abschluß der Datenerfassung und -korrektur wird das Datenkollektiv der eigentlichen Analyse zugeführt. In der ersten Phase werden die aufbereiteten Daten als Häufigkeitsverteilung dargestellt, um eventuell vorhandene Besonderheiten der Verteilungen zu erkennen. Bei den untersuchten Pegelreihen zeigen sich jedoch keine signifikanten Abweichungen. Abb. 3 zeigt beispielhaft die Häufigkeitsverteilung der Thw- und Tnw-Werte des Pegels Cuxhaven. Auf der Abszisse ist die Höhe über NN -500 cm mit einer Klassenbreite von 10 cm aufgetragen, auf der Ordinate die Häufigkeiten. Insgesamt werden für die Verteilung des Pegels Cuxhaven jeweils etwa 68 000 Werte verwendet. Gut zu erkennen ist die Normalverteilung der Thw, während die Glockenkurve der Tnw leicht linksschief verläuft.

4.1 Lineare Regression

Als erstes Verfahren der Zeitreihenanalyse bietet sich die lineare Regression an. Das Ergebnis ist die Steigung der Ausgleichsgeraden, die als Maß für die Veränderung der Thw-, Tnw- und Thb-Zeitreihen in dem betrachteten Zeitraum angesehen werden kann. Allerdings

Pegel Cuxhaven Häufigkeitsverteilung

Zeitraum 1890 bis 1986

Häufigkeiten in Tausend
(Klassenbreite 10 cm)

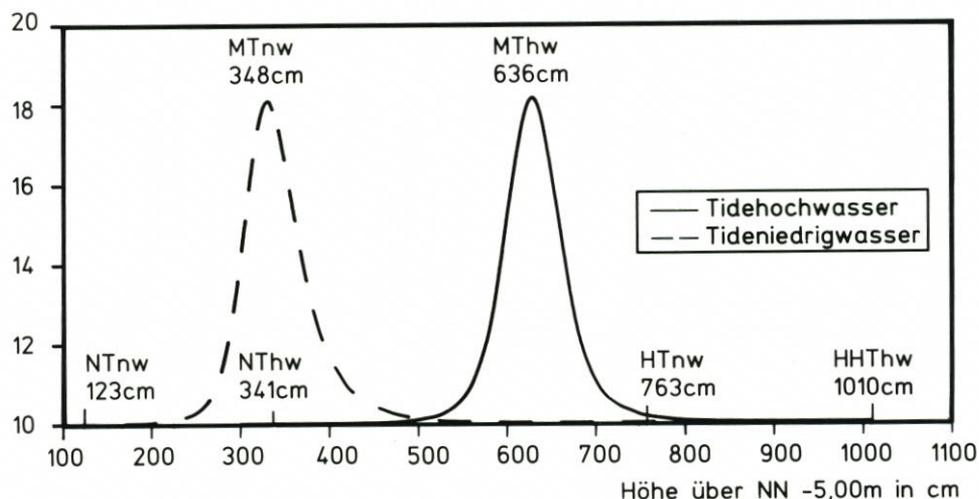


Abb. 3: Häufigkeitsverteilung der Thw und Tnw des Pegels Cuxhaven für den Zeitraum von 1890 bis 1986

unterliegen die Wasserstandszeitreihen verhältnismäßig großen Schwankungen, so daß die Steigung der Ausgleichsgeraden (Trend) stark davon abhängt, welcher Zeitraum und welche Zeitspanne der Untersuchung zugrunde liegt. Dabei ist zu beachten, daß dieser Trend die Summe aller eustatischen, isostatischen, tektonischen, meteorologischen und astronomischen Einflüsse sowie anthropogene Wirkungen wie z. B. Baumaßnahmen und einen möglichen Treibhauseffekt beinhaltet. Durch die Möglichkeit, Extremwerte von den Daten zu trennen oder durch Verwendung eines gleitenden Zeitfensters (vgl. z. B. Methode „Vergeßlicher Chronist“ nach FÜHRBÖTER, 1976) kann die zeitliche Entwicklung detaillierter beschrieben werden.

4.2 Fast-Fourier-Transform

Ein wesentlicher Vorteil bei der Verwendung von Einzelwerten liegt, wie eingangs erwähnt, in der Möglichkeit der Analyse von periodischen Vorgängen. Als eines unter mehreren geeigneten Verfahren wird hier die Diskrete Fourier-Transformation (DFT) angewandt; im besonderen eine schnelle Variante, die von COOLEY und TURKEY (1965) publiziert und als Fast-Fourier-Transform (FFT) bezeichnet wurde. Dieser Algorithmus reduziert den erforderlichen Rechenaufwand erheblich, ist jedoch auf eine bestimmte Anzahl (2^n) von Stützstellen (z. B. Tidescheitelwerte) beschränkt. Die FFT ermöglicht damit noch die Berechnung von 2^{16} Werten bei einem vertretbaren Zeitaufwand.

Mit Hilfe der Fourier-Analyse kann die Transformation einer Zeitfunktion (Pegeldatenreihe) vom Zeitbereich in den Frequenzbereich durchgeführt werden. Als Ergebnis erhält man ein Spektrum, d. h. die Anteile der einzelnen harmonischen Schwingungen, aus denen sich die Wasserstandsreihe zusammensetzt. Die Energie der einzelnen Frequenzen ist ein Maß für die Amplitude der Schwingung in der Zeitreihe. Die Erfassung der einzelnen Frequenzen ist um so genauer, je größer die Anzahl der Stützstellen gewählt wird. Die Auflösung des Spektrums nimmt zum hochfrequenten Teil hin zu. Mit der FFT lassen sich lange Perioden bis zu einem Fünftel des untersuchten Zeitraums ausreichend genau bestimmen.

Eine weitere Möglichkeit bietet das Verfahren der Inversen Fourier-Transformation (IFFT), das einer Umkehrung der FFT entspricht. Die Rücktransformation des Frequenzbildes in den Zeitbereich ergibt wieder den vollständigen Datensatz bei Verwendung des gesamten Spektrums. Werden jedoch einzelne Frequenzen oder Frequenzbereiche vor der Berechnung ausgeschlossen, erhält man eine mit einem Digital-Filter bereinigte Datenreihe zurück. Allerdings hat dieses Verfahren zwangsläufig den Nachteil, daß auch hier nur eine bestimmte Anzahl von Daten und damit genau festgelegte Zeiträume gerechnet werden können, z. B. 2^{14} Werte entsprechend ca. 23 Jahren.

4.3 Butterworth-Filter

Im Gegensatz zur Inversen FFT besteht bei dem zusätzlich verwendeten Butterworth-Filter eine Beschränkung der Werteanzahl nicht. Auch hier sind alle Filterungsarten durch Umrechnung der Koeffizienten möglich, wie Tief-, Hoch-, Bandpaß und die Bandsperre (Abb. 4). Der Butterworth-Filter zeichnet sich durch eine sehr glatte Leistungsverstärkungscharakteristik aus, die eine maximale Flachheit im Durchlaß- und Sperrbereich zusammen mit vernünftig scharfen Begrenzungen aufweist (STEARNS, 1987). Daraus resultiert eine geringe Beeinflussung der gefilterten Werte infolge eines spezifischen Filterverhaltens. Lediglich am Anfang und Ende der bearbeiteten Datenreihe tritt ein leichtes Überschwingen auf, das jedoch

sehr schnell abklingt. Diese Bereiche sind in den Ergebnissen nicht dargestellt, um sie nicht zu verfälschen.

Der Butterworth-Filter zählt zu den rekursiv arbeitenden Filtern, d. h., das Ergebnis

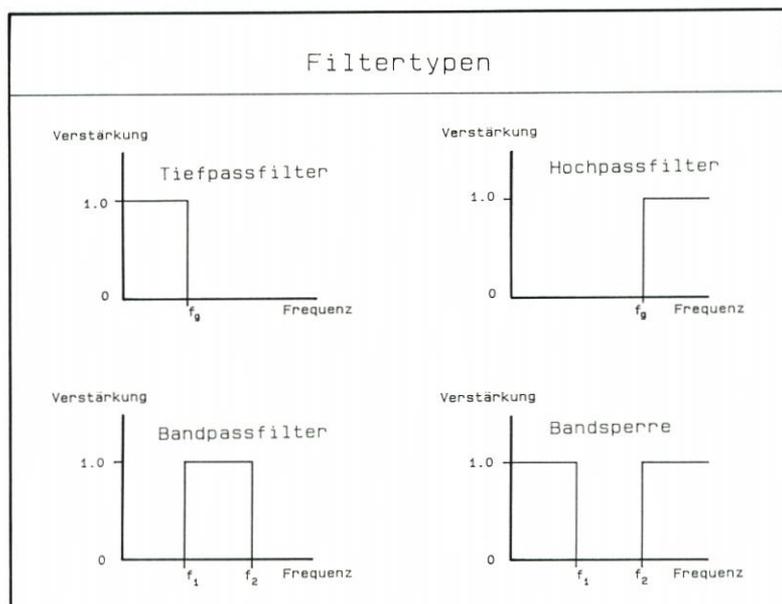


Abb. 4: Verschiedene Möglichkeiten der Datenfilterung

(gefilterte Datenreihe) wird sowohl aus den Eingangswerten als auch mit den schon ermittelten Ausgangswerten errechnet. Die nichtrekursiven Filter, zu denen die Inverse FFT gehört, bilden die Ergebnisfunktion nur aus den Eingangswerten.

5. Ergebnisse der Zeitreihenanalysen

5.1 Lineare Regression

Die nachfolgende Tabelle (Abb. 5) zeigt für die einzelnen Pegel die Steigung der Ausgleichsgeraden für die beiden 33jährigen Thw- und Tnw-Zeitreihen von 1936 bis 1968 und von 1954 bis 1986 in cm pro 100 Jahren. Dabei ist die bisher in entsprechenden Veröffentlichungen übliche Angabe der Steigung in cm/100 Jahre als Steiggeschwindigkeit in dem betrachteten Zeitraum zu verstehen.

Die Ergebnisse der Trendberechnung für Thw- und Tnw-Zeitreihen weisen im Vergleich der Pegel untereinander erwartungsgemäß starke Unterschiede auf. Zum einen liegt das an der relativ kurzen Zeitspanne von 33 Jahren, zum anderen beeinflussen der jeweilige Standort des Pegels sowie die eventuell erfolgten Baumaßnahmen im Umfeld die Auswertungen. Auch die Wahl des betrachteten Zeitraums ist von entscheidender Bedeutung.

Für die Beschreibung der Güte der linearen Regression wird ein Konfidenzintervall (= Vertrauensbereich) den Ergebnissen zugeordnet. Unter der Voraussetzung, daß zu jedem Zeitpunkt die abhängige Größe (z. B. Thw oder Tnw) normalverteilt ist, kann ein Konfidenzintervall abhängig von der Prüfverteilung und der Signifikanzzahl angegeben werden. Bei der

Lineare Regression				
Pegel- Standort	Zeitraum 1936 bis 1968		Zeitraum 1954 bis 1986	
	Thw	Tnw	Thw	Tnw
	cm/100 Jahre		cm/100 Jahre	
Emden			46	-30
Borkum	33	27	44	3
Norderney	12	29	43	-7
Lt. Alte Weser	36	25	41	3
Wilhelmshaven	34	5	28	-14
Cuxhaven	25	26	38	-21
Büsum			46	18
Husum			48	-13
Wittdün			45	-14
Dagebüll			54	-35
List			27	-7
Helgoland			13	-14

Abb. 5: Trend der Thw und Tnw aus 33jährigen Zeitreihen, Konfidenzintervall: ± 2 cm bei einem Signifikanzniveau von 99%

Angabe eines Konfidenzintervalles wird der Bereich der Verteilung abgegrenzt, der die Wahrscheinlichkeit $1-\alpha$ enthält, wobei $1-\alpha$ das Signifikanzniveau darstellt.

Konfidenzintervalle können für die Regressionsgerade und für die Meßwerte angegeben werden. Für die durchgeführten Untersuchungen wird das Konfidenzintervall für die Gerade nach YEVJEVICH (1972) herangezogen. Als Prüfverteilung wird die Student-t-Verteilung gewählt. Auf einem Signifikanzniveau von 99% beträgt die maximale Abweichung der für die verschiedenen Pegel berechneten Trendgeraden maximal ± 2 cm.

Der Unterschied in den Trendwerten beider Zeitbereiche ist ein erster Hinweis auf eine mögliche Veränderung der Wasserstände in den letzten 30 Jahren (SIEFERT, 1982). Während der positive Trend des Thw sich sogar noch verstärkt, zeigt die Tendenz der Tnw ein Absinken. Das hat ein starkes Ansteigen des Tidehubs zur Folge. Die Zunahme des Tidehubs (1954 bis 1986) schwankt zwischen 89 cm/100 Jahre in Dagebüll und 27 cm/100 Jahre in Helgoland. Die Filterungen der Tidehub-Zeitreihen verdeutlichen ebenfalls die starke Zunahme der Werte in den letzten Jahren (vgl. Abschn. 5.2.3).

5.1.1 Lineare Regression mit Schrankensetzung

Um Aussagen über den Einfluß der extremen Wasserstände auf die zeitliche Entwicklung zu ermöglichen, werden durch Schrankensetzung extreme Hoch- und Niedrigwasser aus dem Datenkollektiv herausgenommen. Die Schranken werden zunächst in parallelem Abstand oberhalb und unterhalb der Trendgeraden gesetzt, die aus allen Werten berechnet wurde, und in Schritten von jeweils 25 cm enger gefaßt. Dieses Verfahren wird getrennt für Tidehochwasser und Tideniedrigwasser durchgeführt, wobei die in Abschnitt 5.1 angeführten unterschiedlichen Zeiträume untersucht werden.

Für die Zeitreihen 1936 bis 1968 (Abb. 6) zeigt sich bei Thw und Tnw ein ähnlicher Trend. Bis zu einer Schranke von ± 100 cm wird der Trend durch das Abtrennen der außerhalb liegenden extremen Ereignisse kaum beeinflusst. Die Anzahl der berücksichtigten Werte liegt hier durchschnittlich noch bei 98 %, bei einer Schranke von ± 50 cm verbleiben noch ca. 86 % und bei ± 25 cm noch ca. 58 % aller Werte. Der Prozentanteil der in die Berechnung eingehenden Werte des Tnw ist in der Regel etwas geringer.

Trendberechnung 1936 bis 1968

Schranken nach lin. Trendgerade

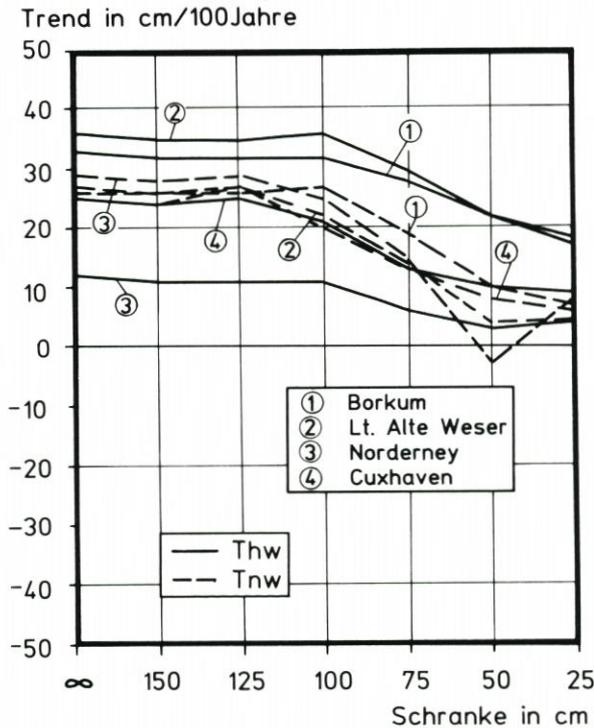


Abb. 6: Trend der Thw und Tnw ausgewählter Pegel aus 33jährigen Zeitreihen, Extremwerte durch Schrankensetzung eliminiert, Konfidenzintervall: ± 2 cm bei einem Signifikanzniveau von 99 %

Im Vergleich zur Datenreihe 1936 bis 1968 fällt auf, daß im Zeitraum 1954 bis 1986 (Abb. 7) bei insgesamt gestiegenem Trend der Thw die Eliminierung der Extremwerte erst ab einer Schranke von ± 50 cm Einfluß auf den Trend nimmt, obwohl der prozentuale Anteil der verbliebenen Werte bei den einzelnen Schranken mit dem vorher betrachteten Zeitraum übereinstimmt. Das kann als ein Hinweis dafür angesehen werden, daß sich die Zusammensetzung des Datenkollektivs verändert hat. Besonders deutlich wird dies am Verhalten der Trendwerte der Tnw, deren Anstieg sich vom positiven Bereich (Abb. 6) auf Null reduziert und bei eng gesetzten Schranken zum Teil sogar negativ wird (Abb. 7). Für den Pegel Cuxhaven erreicht der negative Trend der Tnw eine Größenordnung von ca. 2 dm/100 Jahre.

Trendberechnung 1954 bis 1986

Schranken nach lin. Trendgerade

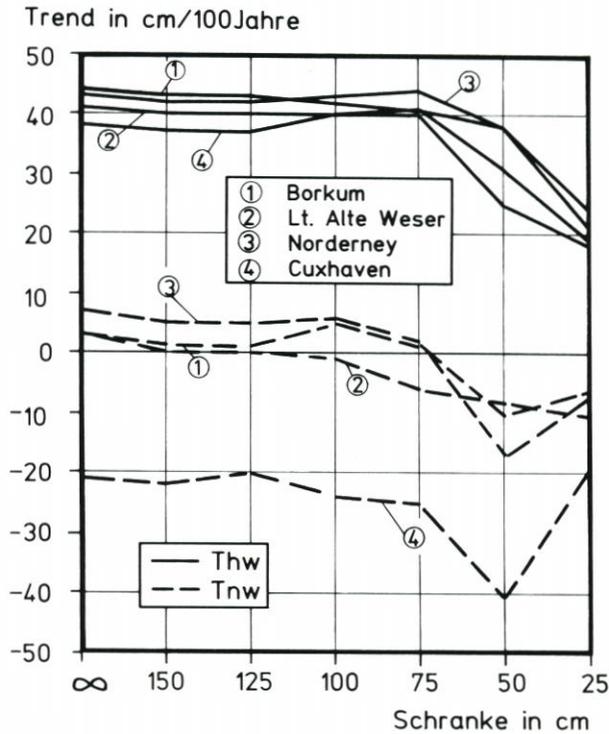


Abb. 7: Trend der Thw und Tnw ausgewählter Pegel aus 33jährigen Zeitreihen, Extremwerte durch Schrankensetzung eliminiert, Konfidenzintervall: ± 2 cm bei einem Signifikanzniveau von 99 %

5.1.2 Lineare Regression mit 25jährigem Zeitfenster

Um die zeitliche Entwicklung der einzelnen Zeitreihen zu verdeutlichen, wird das von FÜHRBÖTER (1976) eingeführte Gedankenmodell „Vergeßlicher Chronist“ angewandt. Für ein Zeitfenster von 25 Jahren wird eine Ausgleichsgerade ermittelt und deren Steigungskoeffizient berechnet. Anschließend wird das Zeitfenster in Schritten von jeweils einem Jahr verschoben. In Abb. 8 sind die Ergebnisse für den Pegel Cuxhaven dargestellt. Der erste Wert bezieht sich auf die Analyse des Zeitraumes 1890 bis 1914. Der Trend des Thw erreicht seinen Maximalwert für den Zeitraum von 1959 bis 1983 mit 64 cm/100 Jahre. Dieser Wert bestätigt damit den von JENSEN (1984) auf der Grundlage der jährlichen MThw errechneten Wert von 64 cm/100 Jahren. Ähnliche, zum Teil sogar höhere Werte wurden allerdings bereits für die Zeitfenster zwischen 1903 bis 1927 und 1908 bis 1932 erreicht.

Beim Tnw zeigt sich ein völlig abweichendes Verhalten ab 1952. Bei einer anfänglichen Steigung von +50 cm/100 Jahre fallen die Werte bis 1983 dann auf -30 cm/100 Jahre ab, bis 1986 sogar auf -37 cm/100 Jahre. Auch dieses Ergebnis zeigt Übereinstimmung mit dem von JENSEN (1984) angegebenen Wert für das MTnw von -31 cm/100 Jahre für die Jahresreihe 1959 bis 1983.

Pegel Cuxhaven Trendänderung

Zeitraum 1890 bis 1986

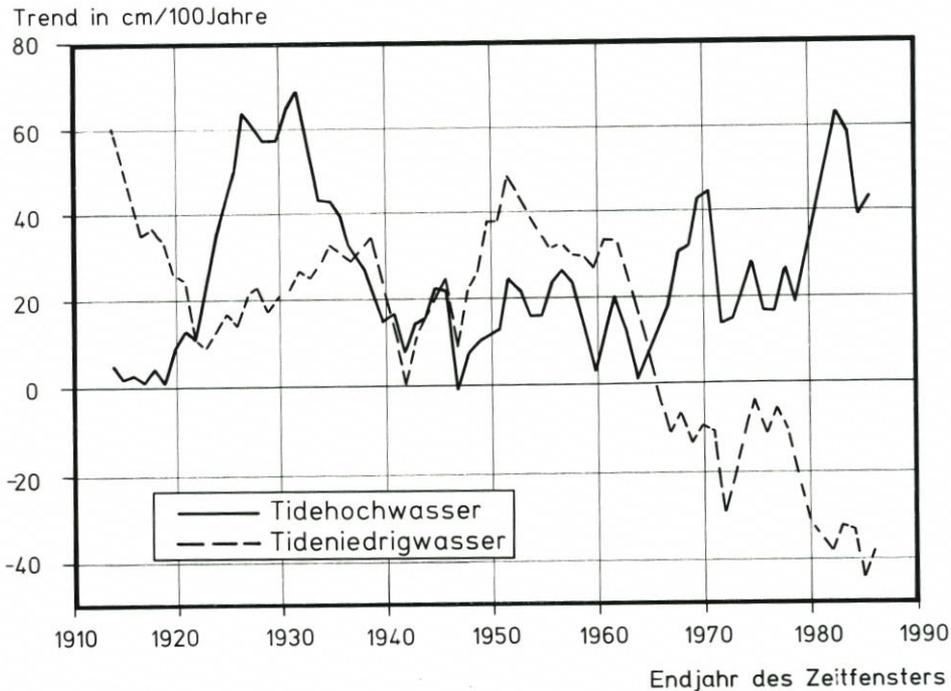


Abb. 8: Veränderung des Trends $H_{100}(t)$ der Thw und Tnw des Pegels Cuxhaven für den Zeitraum 1890 bis 1986, ermittelt aus 25jährigen Zeitfenstern

Solange sich die zeitliche Entwicklung des Thw und Tnw gleich darstellt, bleibt dies ohne Einfluß auf den Tidehub. Ab Mitte der 60er Jahre jedoch nimmt der Trend für das Tideniedrigwasser negative Werte an, wohingegen der Trend für das Tidehochwasser im positiven Bereich liegt und in den 80er Jahren bis auf über 6 dm/100 Jahre ansteigt. Damit ergibt sich für die Veränderung des Tidehubs ein maximaler Wert von ca. 9 dm/100 Jahre.

An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, daß es sich bei der Berechnungsmethode um eine Extrapolation von 25 auf 100 Jahre handelt. Daher können schon wenige Daten die Rechnung stark beeinflussen. Die angegebenen Trendwerte auf der Basis von 25 Jahren sollten keineswegs als Prognose verstanden werden, sondern vielmehr die Veränderungen innerhalb der Zeitreihe verdeutlichen.

5.2 Fourier-Analyse und Filterung

5.2.1 Untersuchung der Tidehochwasser

Am Beispiel der Tidehochwasser des Pegels Cuxhaven wird das durch eine Fourier-Transformation erzeugte Frequenzbild für die Jahresreihe 1894 bis 1986 gezeigt (Abb. 9). Auf der Abszisse sind in logarithmischem Maßstab die in Perioden umgerechneten Frequenzen

aufgetragen, wobei eine Periode der Anzahl der Tiden pro Schwingung entspricht. Auf der Ordinate ist die zugehörige Amplitude in cm dargestellt. Deutlich erkennt man über einem „Grundrauschen“ einzelne Perioden mit erheblich größeren Amplituden. Die höchste Amplitude ist der 14täglichen Ungleichheit (Spring- bzw. Nipptide) zuzuordnen. Daneben hebt sich aber auch die Monats- und die Jahresschwingung (705 Tiden/Jahr) heraus. Diese drei genannten Perioden lassen sich auf die bekannten astronomischen Ursachen zurückführen. Allerdings ist bei der Jahresschwingung noch ein zusätzlicher meteorologischer Anteil vorhanden.

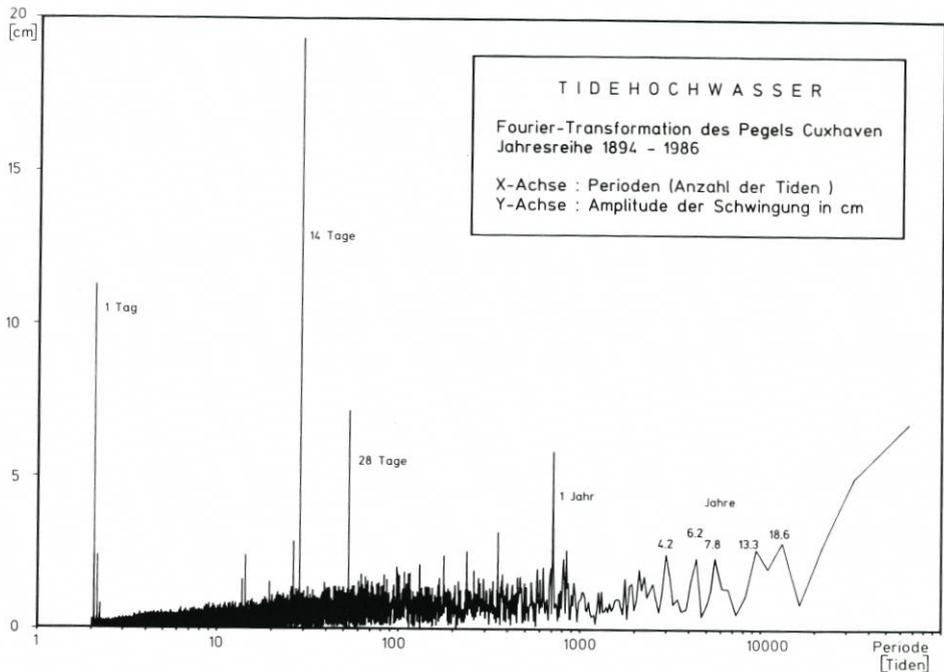


Abb. 9: Frequenzbild der Thw des Pegels Cuxhaven für die Jahresreihe 1894 bis 1986 als Ergebnis der FFT

Für die vorliegende Untersuchung sind jedoch die kurzperiodischen Schwingungen nicht so relevant, vielmehr sind die längerperiodischen Vorgänge von Interesse. Dabei liegt das Augenmerk besonders auf etwaigen Veränderungen innerhalb der Untersuchungszeiträume. Der längste Untersuchungszeitraum erstreckt sich für den Pegel Cuxhaven über 92 Jahre, was $2^{16} = 65\,536$ Meßwerten entspricht. Als längere, besonders markant herausragende Perioden sind in Abb. 9 die 1jährige, die 4,2-, 6,2- und 7,8jährige sowie die 13,3- und 18,6jährige Periode markiert. Noch längere Schwingungen sind aufgrund der begrenzten Zeitreihen mathematisch zu unsicher und können daher nicht ausgewertet werden (STEARNS, 1987).

Um einen direkten Vergleich zu den Pegeln mit kürzerer Beobachtungsdauer zu ermöglichen, wird die FFT-Analyse der langen Pegelreihe Cuxhaven auch für die kürzeren Zeiträume (2^{15} bzw. 2^{14} Werte) durchgeführt, wie sie bis jetzt nur für die anderen Pegel vorhanden sind.

Die Auswertung der Ergebnisse der Periodenanalyse von 12 Tidepegeln in der Deutschen Bucht mit der Fast-Fourier-Transformation für das Tidehochwasser wird in der folgenden 3-dimensionalen Darstellung (Abb. 10) gezeigt.

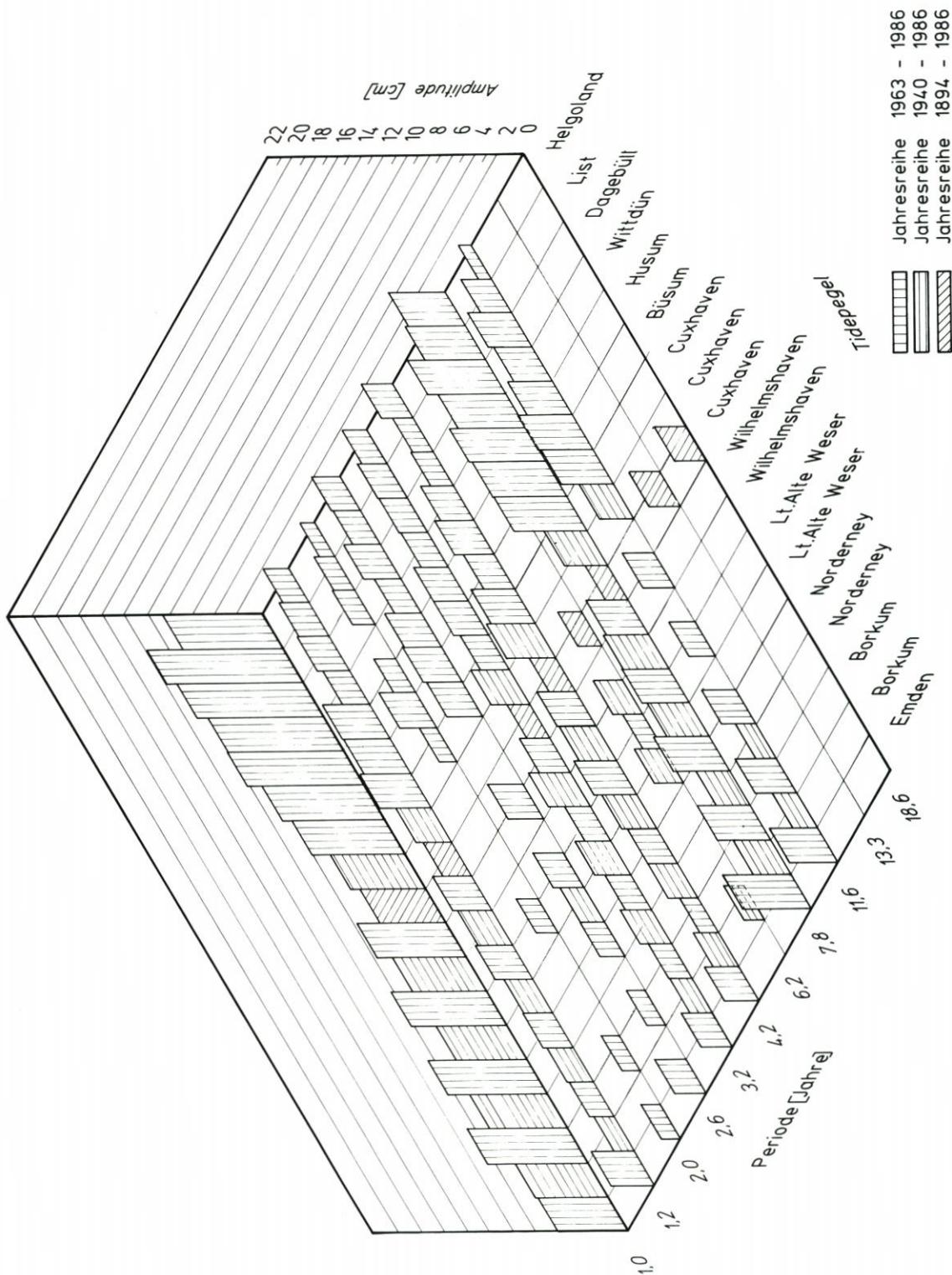


Abb. 10: Ergebnisse der Periodenanalyse (FFT) des Thw von 12 Tidepegeln in der Deutschen Bucht

Nach vorn sind ausgewählte Perioden in Jahren aufgetragen, deren Amplituden einen Grenzwert von 2 cm überschreiten; nach rechts hinten sind die in die Auswertung einbezogenen Tidepegel – mit Ausnahme von Emden und Helgoland von West nach Ost geordnet – angeordnet entsprechend der Numerierung im Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch.

Die unterschiedliche Schraffur kennzeichnet dabei die Länge der Jahresreihe: senkrecht schraffiert 1962 bis 1986 \triangleq 23,3 Jahre, waagrecht schraffiert 1939 bis 1986 \triangleq 46,6 Jahre, schräg schraffiert 1893 bis 1986 \triangleq 93 Jahre. Die Höhenniveau der Flächen gibt die Amplitude in cm an.

Als gemeinsames Ergebnis der Auswertung der Periodenanalyse ist festzustellen, daß die 1jährige Periode grundsätzlich die größte Amplitude aufweist. Daneben treten die 7,8jährige und die 11,6jährige Periode – abhängig von der Länge der Jahresreihe – deutlich hervor. Es fällt weiterhin auf, daß in der Regel die Pegel an der schleswig-holsteinischen Westküste insbesondere bei den o. a. Perioden größere Amplituden als die übrigen Pegel haben (vgl. JENSEN, 1985). Die Ursachen hierfür sollten noch geklärt werden, besonders durch Einbeziehung meteorologischer Daten in die Untersuchungen. Auch Veränderungen in der Topographie können dabei eine Rolle spielen.

An den Ergebnissen für die unterschiedlich langen Reihen des Pegels Cuxhaven wird deutlich, daß bestimmte Perioden sich in kürzeren Reihen stärker hervorheben als in längeren. Betrachtet man beim Tidehochwasser die 1jährige oder die 7,8jährige Periode, so ist die Amplitude um so stärker, je kürzer die untersuchte Zeitreihe ist. Dies läßt auf eine Veränderung des Tidegeschehens schließen. Erste Nachprüfungen, bei denen eine FFT nur für den ersten Teil (ab 1893) der langen Reihe gerechnet wird, bestätigen, daß bestimmte Perioden in jüngerer Zeit verstärkt auftreten. Hier sollen noch weitere Untersuchungen erfolgen.

Einen weiteren Schritt in der Datenanalyse der Tidehochwasser bildet die Rücktransformation mit Tiefpaßfiltern. Die so bereinigte Datenreihe enthält keine hochfrequenten Anteile mehr, wie z. B. die 14tägliche Ungleichheit, die durch ihre hohe Amplitude den Verlauf der Kurven stark überlagert. Die langperiodische Dynamik wird erst durch eine Filterung in der Zeitreihe sichtbar. Die Verwendung von Jahresmittelwerten ist hierzu nicht geeignet.

In der Rücktransformation der Thw-Werte des Pegels Cuxhaven (Abb. 11) der Zeitreihe von 1894 bis 1986 mit einem Tiefpaßfilter, der alle Perioden, die kürzer als 2,7 Jahre sind, aus der Datenreihe herausfiltert, zeigt sich ein deutlicher Aufwärtstrend von ca. 2–3 dm/100 Jahren. Die Abbildung veranschaulicht im weiteren, daß offenbar in den letzten 30 bis 40 Jahren die Amplituden der hier untersuchten langen Perioden betragsmäßig zugenommen haben.

Um den oben bereits erwähnten Nachteil der Filterung der Daten mit der Inversen FFT auszuschalten (nur Werteanzahl von 2^n möglich), werden die Thw-Einzelwerte mit dem Butterworth-Filter untersucht. Ein Tiefpaß ab einer Periode von 1,45 Jahren erweist sich hierbei als zweckmäßig. Bei dieser Filterung ist die Jahresschwingung aufgrund der Filtercharakteristik zwar nicht vollständig herausgefiltert, trotzdem treten die längerperiodischen Anteile deutlich hervor (Abb. 12 u. Abb. 13).

Über der Zeitachse sind die in der beschriebenen Weise gefilterten Werte in cm aufgetragen. Wegen einer übersichtlichen Darstellung ist der Nullpunkt variabel gehalten. Deutlich ist zu erkennen, daß die Schwingungen auch an weiter voneinander entfernt liegenden Pegeln sehr ähnlich verlaufen. Besonders wird dies bei der tiefen Absenkung der Kurven 1947 und auch bei entgegengesetzt gerichtetem Kurvenverlauf z. B. 1962 und 1976 sichtbar. Der allgemein ansteigende Trend, der sich ab ca. 1970 noch verstärkt, ist ebenso wie bei der Inversen FFT zu erkennen. Im Detail zeigen allerdings die Ergebnisse der Trendberechnungen für die einzelnen Pegel durchaus ein unterschiedliches Verhalten.

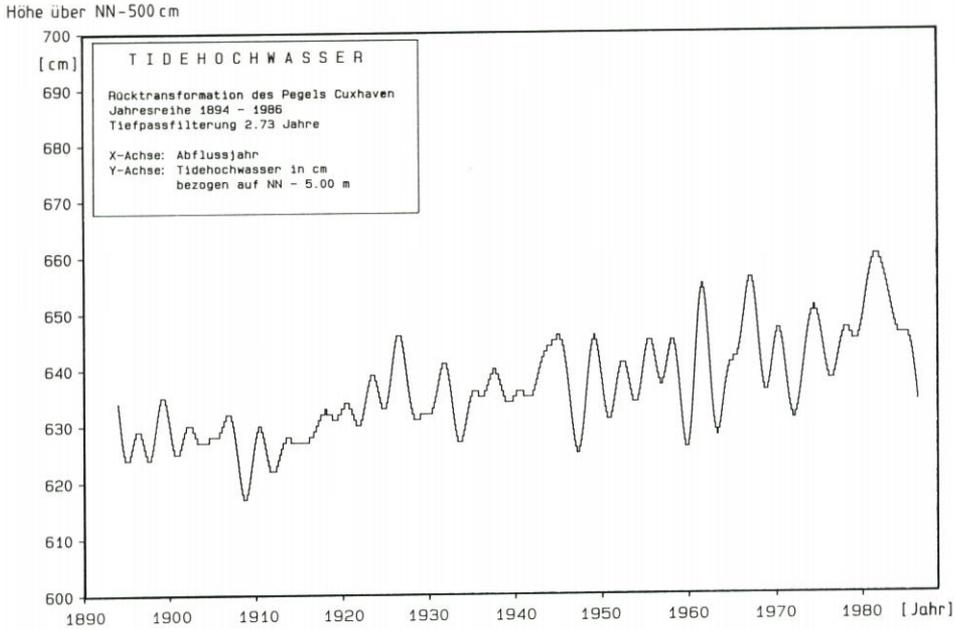


Abb. 11: Rücktransformation der Thw des Pegels Cuxhaven (Jahresreihe 1894 bis 1986) mit einer Tiefpaßfilterung von 2,73 Jahren

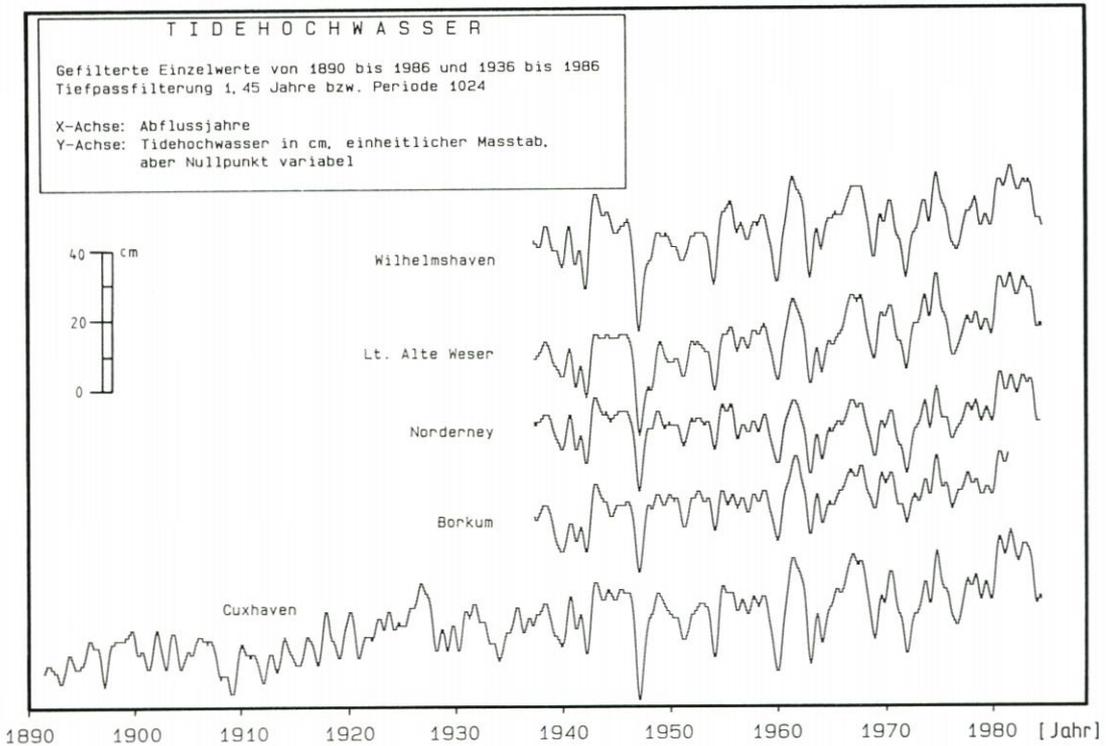


Abb. 12: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) des Thw der Jahresreihen 1890 bis 1986 und 1936 bis 1986

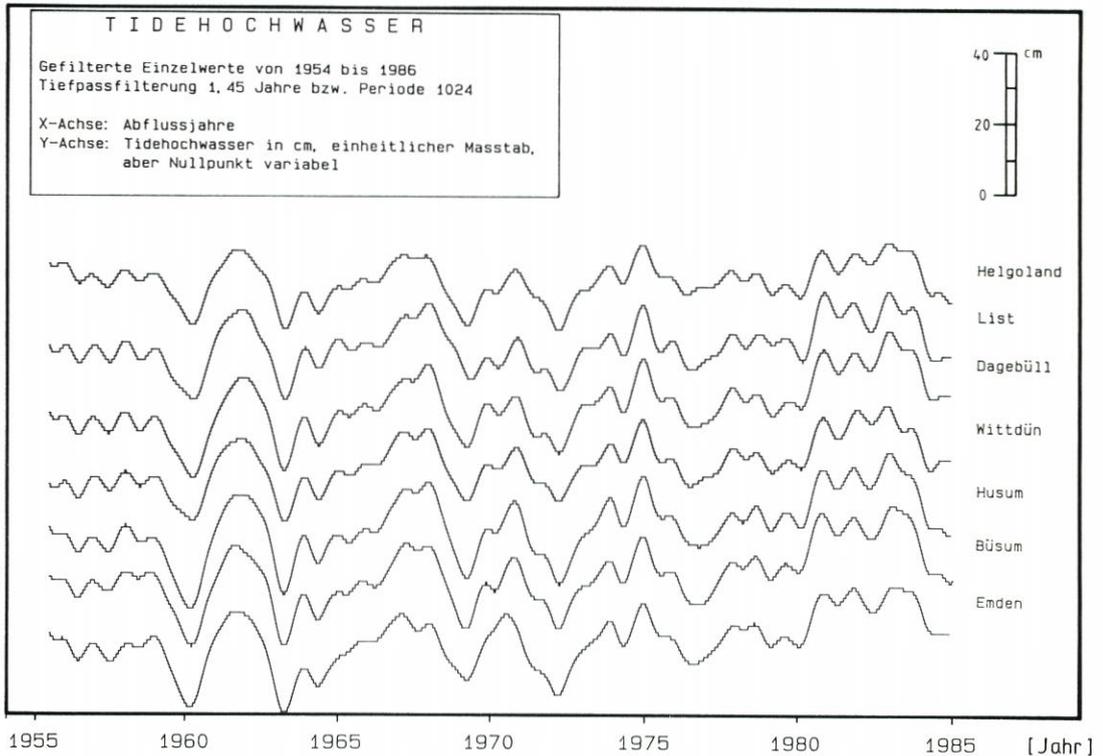


Abb. 13: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) des Thw der Jahresreihen 1954 bis 1986

5.2.2 Untersuchung der Tideniedrigwasser

Die Ergebnisse der Periodenanalyse (FFT) der Tnw sind in Abb. 14 dargestellt. Sie bestätigen im wesentlichen die Resultate der Thw-Untersuchung. Auch hier hat erwartungsgemäß die 1jährige Periode die höchste Amplitude; sie ist im Mittel sogar doppelt so groß wie die Jahresperiode des Thw. Die Ursachen hierfür dürften vermutlich überwiegend im Bereich der meteorologischen Randbedingungen zu finden sein. Daneben fällt auch hier die 7,8jährige Periode durch signifikante Amplituden auf. Bei der z. Zt. längsten untersuchten Zeitreihe des Pegels Cuxhaven tritt ebenso wie beim Thw die 18,6jährige Periode (Nodaltide) hervor (vgl. LAUKART, 1981).

Die Auswertung der Tnw-Daten mit der Butterworth-Filterung (Abb. 15 und Abb. 16) zeigt beim Vergleich der Kurvenverläufe ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen den verschiedenen Pegeln. Insgesamt verlaufen die Kurven etwas „unruhiger“ als beim Thw, was eindeutig auf die verstärkte Amplitude der Jahresschwingung zurückzuführen ist, da bei einer Filterung von 1,45 Jahren aufgrund der spezifischen Flankensteilheit noch geringe Anteile der Jahresperiode enthalten sind. Bei den Tnw-Zeitreihen ist überwiegend ein fallender Trend zu verzeichnen, der jedoch bei den einzelnen Pegeln unterschiedlich stark ausgeprägt ist. So ist beim Pegel Norderney praktisch kein Trend zu beobachten, während die Werte von Cuxhaven stark fallen. Besonders bei dieser Pegelreihe erlaubt die Tiefpaßfilterung über den relativ langen Zeitraum eine deutliche Darstellung der zeitlichen Entwicklung des Tideniedrigwassers, ohne daß die kurzperiodischen Anteile die Kurvenform stark überlagern.

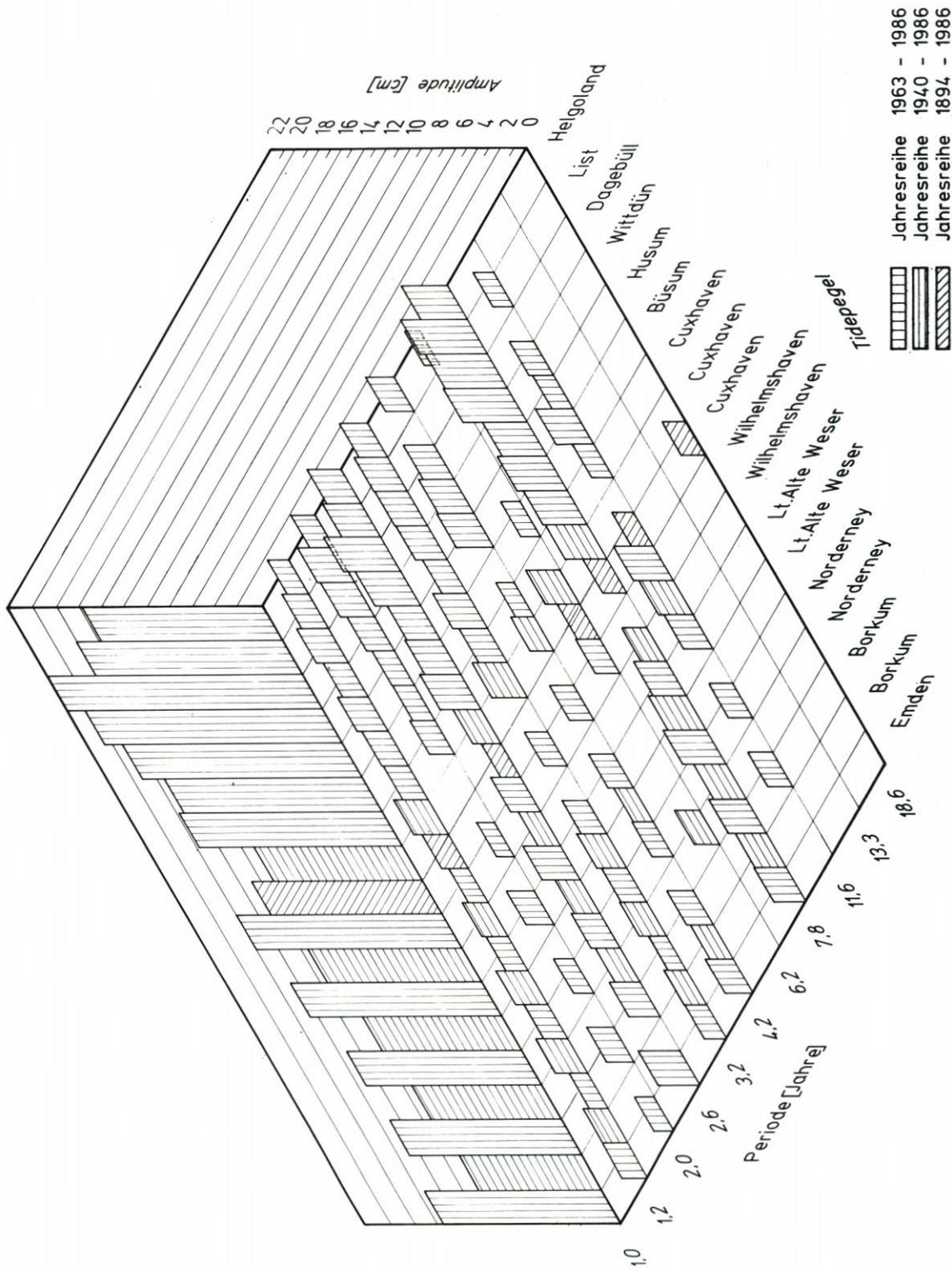


Abb. 14: Ergebnisse der Periodenanalyse (FFT) des Tnw von 12 Tidepegeln in der Deutschen Bucht

Anhand solcher Darstellungen wird außerdem deutlich, daß die lineare Regression über kürzere Zeitdauern zu sehr unterschiedlichen, zum Teil gegenläufigen Trends führen kann, je nachdem wo Beginn und Ende einer solchen Berechnung festgelegt werden. Daher sind Extrapolationen aus kurzen Zeiträumen heraus für eine Analyse der zeitlichen Entwicklung problematisch.

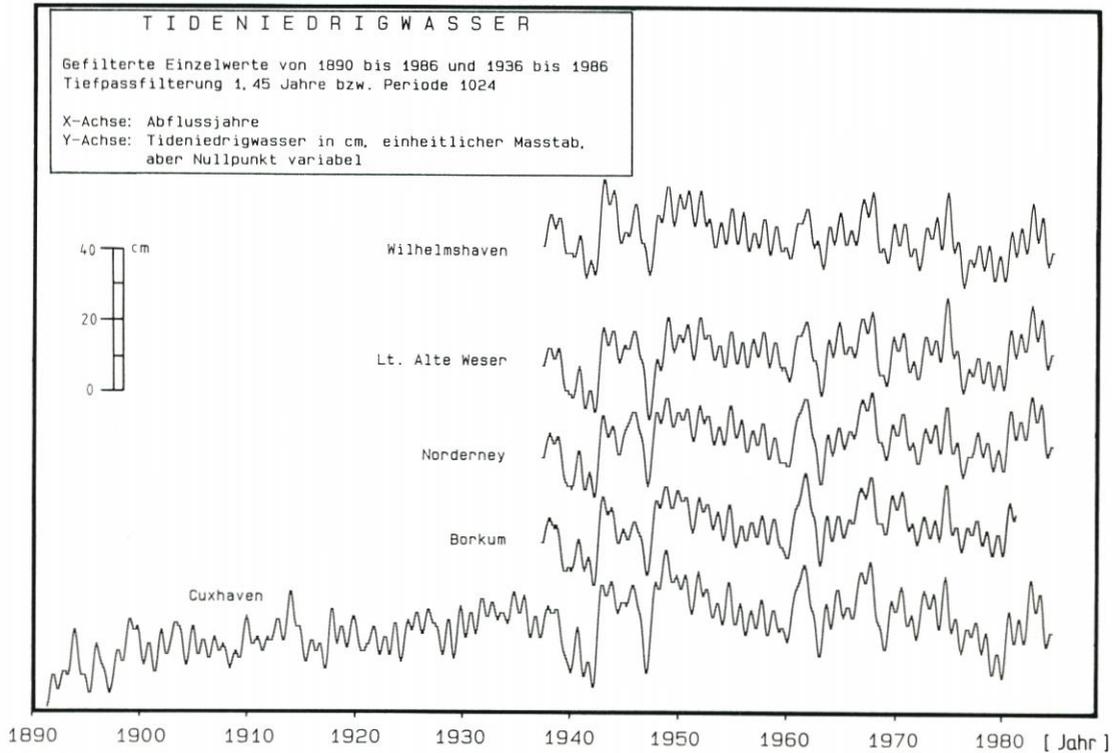


Abb. 15: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) des Tnw der Jahresreihen 1890 bis 1986 und 1936 bis 1986

5.2.3 Untersuchung des Tidehubs

Anhand einer Darstellung der FFT-Auswertung (Abb. 17) wird anschaulich, daß beim Tidehub die Perioden, abgesehen von der 1jährigen, weniger hervortreten. Daneben ist nur noch die 11,6jährige Periode bei fast allen Pegeln mit Ausnahme von List und Helgoland nachzuweisen. Die Amplituden der meisten Perioden sind deutlich niedriger als beim Thw und Tnw oder liegen sogar unter dem hier vorgegebenen Schwellenwert von 1 cm. Dies läßt sich damit erklären, daß der Tidehub als berechnete Differenz zwischen Tidehochwasser und Tideniedrigwasser bei gleichartigen Schwingungen, sofern sie dieselbe Größenordnung haben, sich nicht wesentlich verändert. Besonders markant, als zweitgrößter Wert, tritt bei der 92jährigen Reihe die 18,6jährige Periode hervor.

Die Filterkurven des Tidehubs (Abb. 18) zeigen ein sehr viel differenzierteres Bild als die der Thw und Tnw. Beim Tidehub addieren sich die Abweichungen, d.h. verschiedene Steigungen im Kurvenverlauf für Thw und Tnw, derart, daß die Kurven unterschiedlich stark

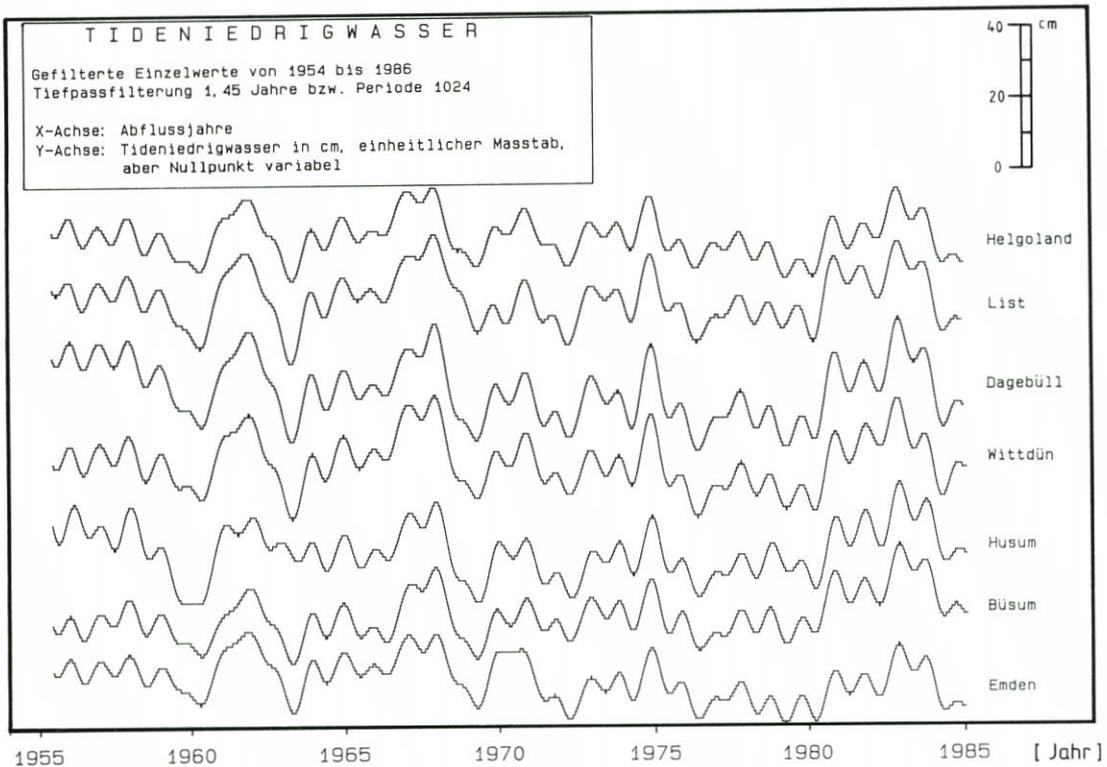


Abb. 16: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) des Tnw der Jahresreihen 1954 bis 1986

ansteigen. Ende der 60er Jahre ist ein signifikanter Anstieg des Tidehubs zu verzeichnen, der sich jedoch ab ca. 1980 auf einem höheren Niveau (Pegel Cuxhaven ca. 20 cm) einpendelt. Gut zu erkennen in der Datenreihe des Pegels Cuxhaven ist bis in die Mitte dieses Jahrhunderts die Periode von 18,6 Jahren, die im weiteren Verlauf durch Überlagerungen anderer Perioden undeutlicher wird und verschwimmt.

Der Anstieg des Tidehubs ist von großer Bedeutung, da sich damit auch die Tidedynamik verändert. Die Erhöhung der eingetragenen Energie hat durch die Vergrößerung der Strömungsgeschwindigkeiten und dem damit verbundenen Feststofftransport erhebliche Auswirkungen auf die Küste.

5.2.4 Untersuchung der Flutdauer

Die Flutdauer ist der Zeitraum zwischen der Eintrittszeit eines Tideniedrigwassers und dem darauffolgenden Hochwasser. Eine Veränderung dieses Parameters hat damit Einfluß auf die Form der Tidekurve. Ein Verkürzen der Flutdauer bedeutet bei gleichbleibendem Tidehub ein größeres Strömungsfälle bei Flut und damit höhere Strömungsgeschwindigkeiten.

Bei der Untersuchung der Flutdauer auf periodische Anteile mit Hilfe der FFT heben sich nur wenige Perioden aus dem Grundrauschen heraus. Dazu kommt, daß die Amplitude, die hier in Minuten angegeben wird, kaum 2 min erreicht. Beim Pegel Cuxhaven (vgl. Abb. 19) z. B. ragen Perioden bei 4,2, 7,8 und 11,6 Jahren nur wenig hervor. Auch signifikante Trends, wie sie bei Thw, Tnw und Thb ermittelt werden, sind bei diesem Parameter nicht vorhanden.

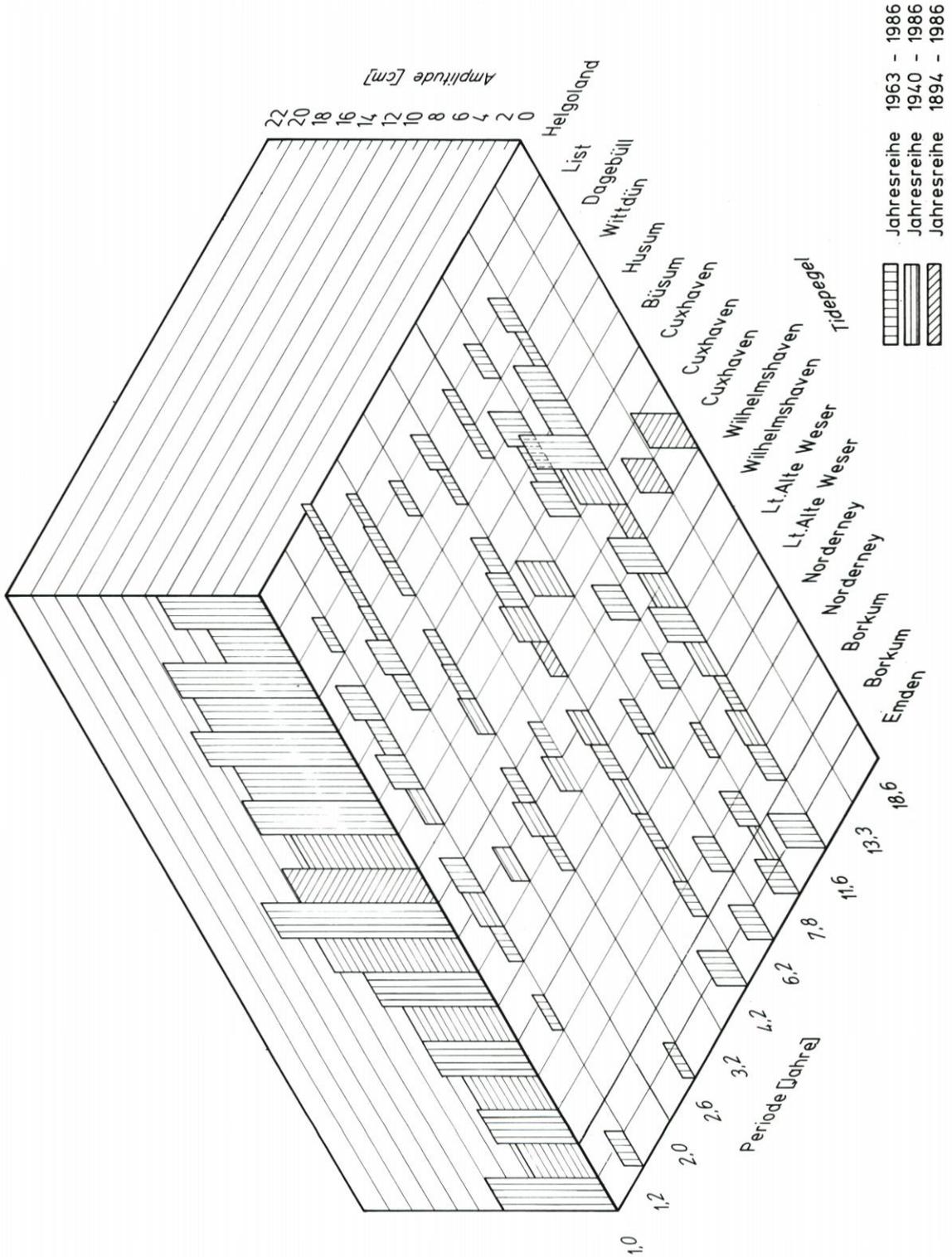


Abb. 17: Ergebnisse der Periodenanalyse (FFT) des Tbb von 12 Tidepegeln in der Deutschen Bucht

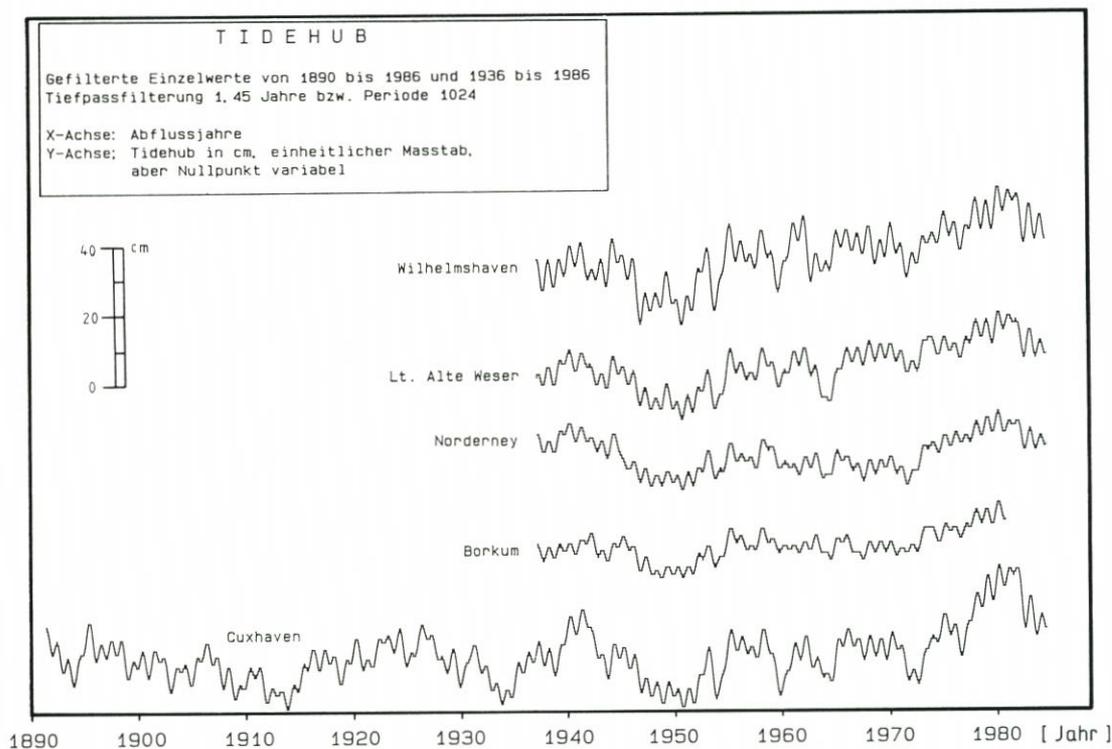


Abb. 18: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) des Thb der Jahresreihen 1890 bis 1986 und 1936 bis 1986

Die Filterung der Daten der Flutdauer mit dem Butterworth-Filter (Abb. 20) wird mit einer etwas höher angesetzten Tiefpaßfilterung von 0,85 Jahren vorgenommen, da die Jahresschwingung in den Frequenzbildern nur eine geringe Amplitude aufweist. Aus diesem Grund ist die Jahresschwingung deutlich zu erkennen. Auffällig ist das Verhalten der Kurven der Pegel Husum und Büsum, deren Jahres-Amplituden im Mittel ca. 2–3mal so groß wie die der übrigen Pegel sind. Welche Einflüsse hier wirksam werden, sollte noch untersucht werden. Es kann vermutet werden, daß sich die Form der Tidekurven verändert hat.

Die Schwankungsbreite der übrigen Kurven differiert im Jahresrhythmus nur um wenige Minuten, d. h., die Tidekurven verformen sich nur unwesentlich. Eine Ausnahme bildet der Pegel Norderney, wo sich ab 1960 die Flutdauer kontinuierlich um ca. 20 min verkürzt und anschließend wieder auf das vorherige Niveau ansteigt. Da sich dieser Vorgang bei Nachbarpegeln nicht feststellen läßt und auch kein Fehler bei der Dateneingabe vorliegt, handelt es sich offensichtlich um fehlerhafte Wasserstandsaufzeichnungen.

5.2.5 Untersuchung der Tidelaufzeiten

Vom Pegel Lt. Roter Sand bzw. Lt. Alte Weser als Bezugspegel wird die Laufzeit des Tidehochwasserscheitels zu den übrigen Pegeln berechnet. Dieser Standort wurde gewählt, da eine eventuelle Beeinflussung der Tidelaufzeiten, wie sie bei anderen Pegeln durch Baumaßnahmen möglich sind, hier weniger wahrscheinlich ist. Der Pegel Borkum, der von seiner

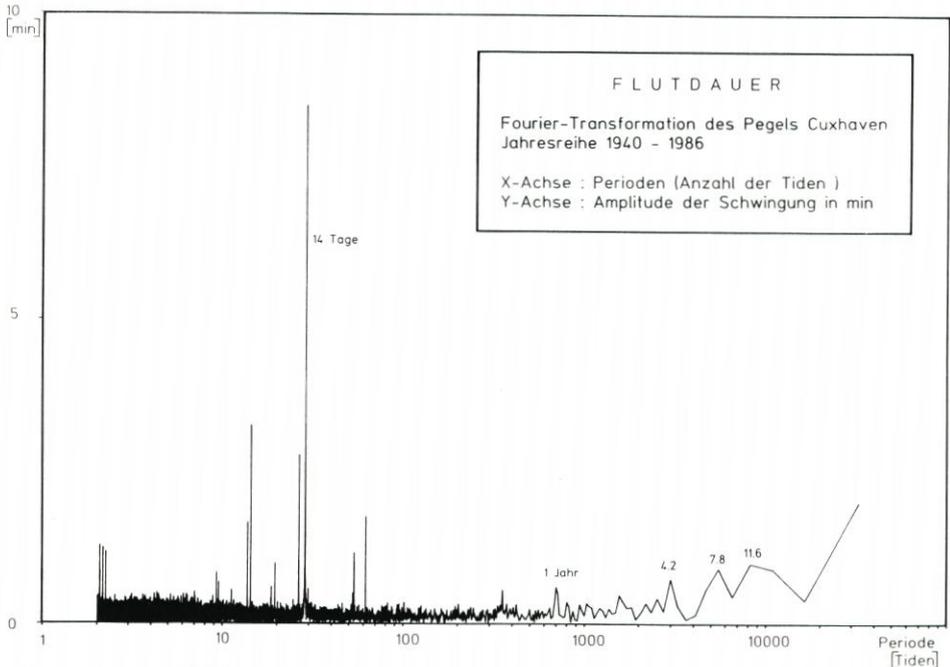


Abb. 19: Frequenzbild der Flutdauer des Pegels Cuxhaven für die Jahresreihe 1940 bis 1986 als Ergebnis der FFT

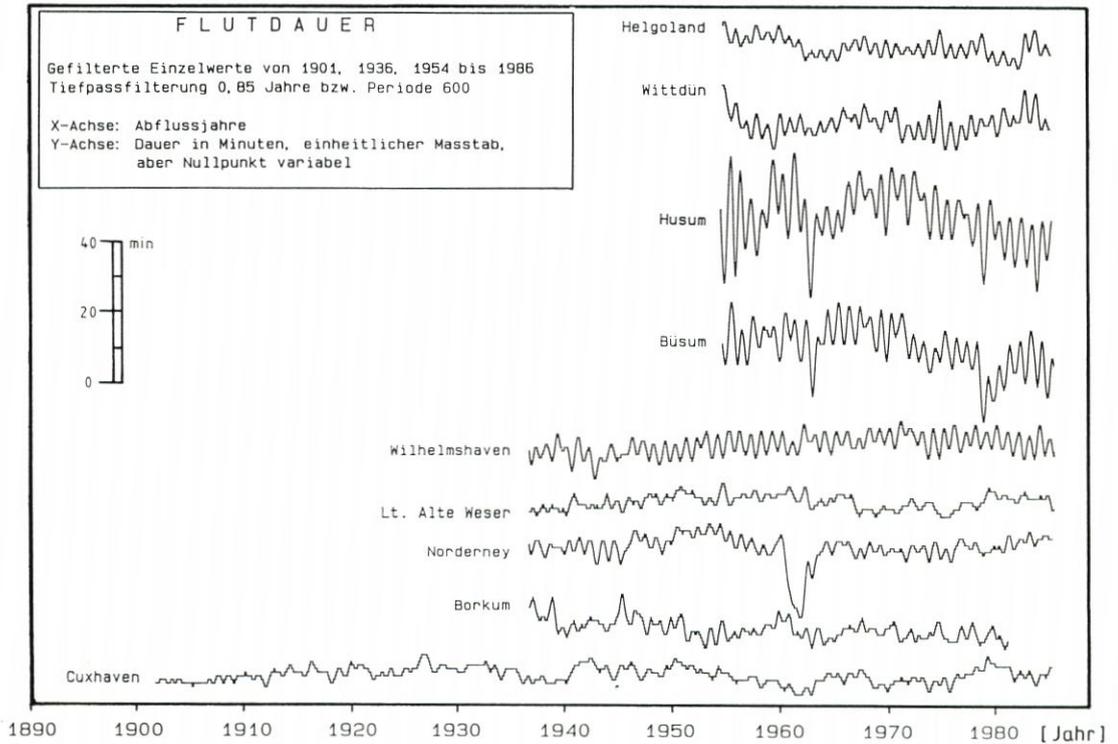


Abb. 20: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) der Flutdauer der Jahresreihen 1901 bis 1986, 1936 bis 1986 und 1954 bis 1986

geographischen Lage als westlichster Meßpunkt zunächst am geeignetsten erschien, weist einige bislang noch nicht geklärte Unregelmäßigkeiten auf.

Bei der Darstellung der mit Hilfe des Butterworth-Filters geglätteten Zeitreihen (Abb. 21) zeigt sich überwiegend ein leicht fallender Trend, d. h. eine Verkürzung der Laufzeiten, die abhängig vom betrachteten Pegel zwischen wenigen Minuten und mehr als einer Viertelstunde beträgt. Besonders deutlich ist diese Verkürzung beim Pegel Wilhelmshaven, dessen Laufzeiten der Tidehochwasserscheitel sich innerhalb des Zeitraumes vom Ende der 50er Jahre bis 1986 um ca. 20 Minuten verkürzen. Da sich dieser Trend gleichmäßig über den gesamten Zeitraum erstreckt, können die Ursachen im Ausbau der Jade liegen. Die Ursache für die sehr starke Verkürzung der Tidelaufzeiten zum Pegel Büsum am Ende der 70er Jahre könnte in den dort erfolgten Eindeichungsmaßnahmen liegen.

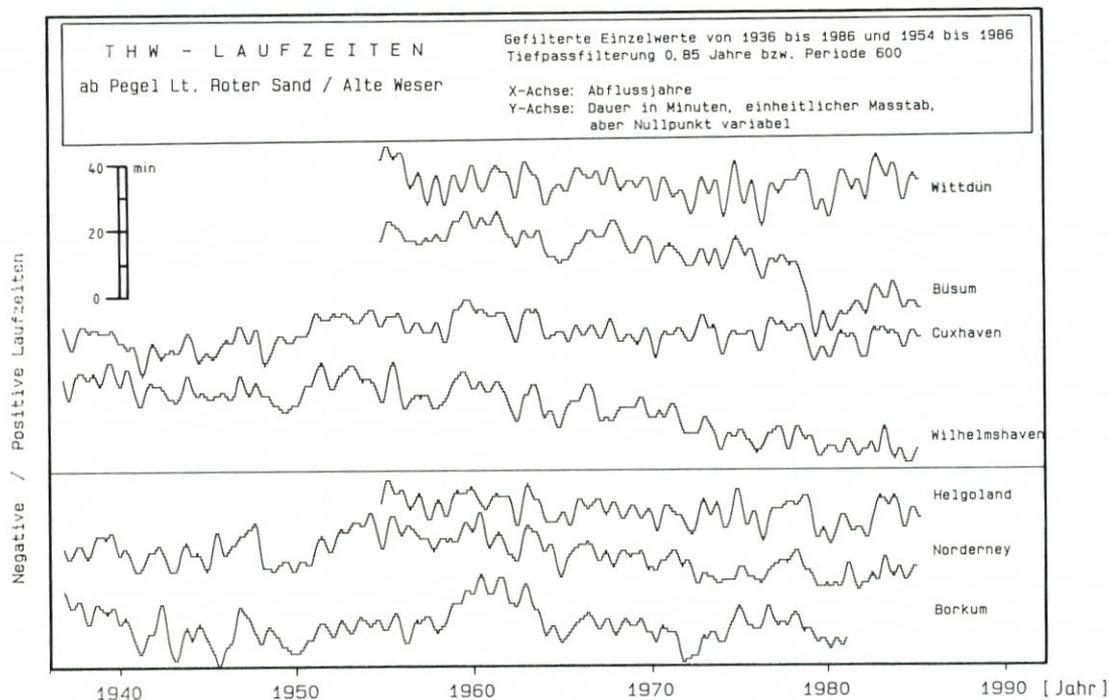


Abb. 21: Gefilterte Einzelwerte (Butterworth-Filter) der Tidelaufzeiten ab Pegel Lt. Roter Sand bzw. Lt. Alte Weser der Jahresreihen 1936 bis 1986 und 1954 bis 1986

Die Höhe der Verkürzung der Tidelaufzeiten ist jedoch nicht als absolutes Maß anzusehen, da nur die relative Zeitdauer zwischen der Eintrittszeit des Tidehochwasserscheitels beim Bezugspegel Lt. Roter Sand bzw. Lt. Alte Weser und beim jeweiligen Pegel betrachtet wird.

In Abb. 21 sind unterhalb der waagerechten Nullachse die gefilterten Laufzeiten der drei Pegel aufgetragen, deren Hochwassereintrittszeit vor denen vom Bezugspegel liegen. Hier bedeutet ein fallender Trend, wie er bei den Datenreihen der Pegel Helgoland und Norderney zu finden ist, daß die Laufzeit sich vergrößert hat.

6. Ausblick

Die wesentliche Voraussetzung für die Analyse der Wasserstandsentwicklung sind möglichst lange und zuverlässige Datenreihen. Bei der Weiterführung des Projektes wird daher auf die Verlängerung einzelner Pegelreihen großer Wert zu legen sein. Dabei ist die Beschaffung und Kontrolle älterer Daten sehr zeitaufwendig. Oft ist die Höhen- und Zeitanpassung älterer Daten an die bereits vorhandene Zeitreihe nicht einfach durchzuführen, da örtliche Veränderungen des Pegels zu berücksichtigen sind.

Ein großes Problem stellen Meßlücken in vorhandenen Datenreihen dar. Es ist geplant, eine Methode zum Schließen von Datenlücken zu erarbeiten. Wegen der Verwendung von Einzelwerten soll ein dynamisches Verfahren entwickelt werden, das örtliche Gegebenheiten sowie Periodizitäten und Schwingungen berücksichtigt.

Die Untersuchungen insbesondere der zeitlichen Entwicklung periodischer Vorgänge in den Datenreihen werden noch weitergeführt. Daneben werden in Zusammenarbeit mit dem DHI und dem Seewetteramt in Hamburg meteorologische Zeitreihen in ähnlicher Form untersucht. Mit einer FFT-Analyse von täglichen Daten des geostrophischen Windes ist bereits begonnen worden.

Parallel dazu ist eine Zusammenarbeit mit niederländischen Dienststellen beschlossen worden. Ein erster Datentransfer hat inzwischen stattgefunden; dabei sollen auch Analyseverfahren ausgetauscht werden.

7. Schriftenverzeichnis

- BARTH, M. C. u. TITUS, J. G.: Greenhouse Effect an Sea Level Rise: A Challenge for this Generation. Van Nostrand Reinhold Company, 1984.
- COOLEY, J. W. u. TURKEY, J. U.: An Algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. Math. of Comput. 1965.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. d. Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht, Die Küste, H. 42, 1985.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderung des Säkularanstiegs an der deutschen Nordseeküste, Wasser und Boden, H. 9, 1986.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittl. Tidewasserstände an der Nordseeküste, Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig, H. 83, 1984.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der Nordseeküste, Mitt. d. Leichtweiß-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig, H. 88, 1985.
- LAUKART, W.: Ermittlung langfristiger Wasserstandsänderungen aus Pegelregistrierungen, Wiss. Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Universität Hannover, Nr. 104, 1981.
- LIETZ, U.: Zum Nullpunkt der Pegel Roter Sand und Alte Weser, DGM 30, H. 2/3, 1986.
- LOHRBERG, W.: Die Höhen der mittl. Tidemittelwasserstände an den Pegeln Roter Sand und Alte Weser und auf Helgoland im Vergleich mit denen einiger Küstenpegel an der Nordsee. DGM H. 1, 1980.
- LUCK, G.: Beschleunigung des Spiegelanstiegs der Weltmeere und Folgen. Mitt. aus dem Nieders. Landesamt f. Wasserwirtschaft, H. 5, 1987.
- LÜDEK, K.: Über das Ansteigen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste, Zentralbl. der Bauverw., H. 50, 1936.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- SCHÜTTE, H.: Neuzeitliche Senkungserscheinungen an unserer Nordseeküste. Jb. Oldenburg, Ver. Altertumskunde, Landesgesch. 16, Oldenburg, 1908.

- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- STEARNS, S.: Digitale Verarbeitung analoger Signale, 3. Aufl., 1987.
- WSD NORTHWEST: Zur Vergleichbarkeit der Nordseepegel „Roter Sand“ mit „L. T. Alte Weser“, Bericht, 1986.
- YEVJEVICH, V.: Probability and Statistics in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins Colorado, USA, 1972.

Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen

VON ALFRED FÜHRBÖTER, JÜRGEN JENSEN, MICHAEL SCHULZE, ANDREA TÖPPE

Zusammenfassung

Auf die Häufigkeitsverteilungen von Sturmfluten werden 7 verschiedene Anpassungsfunktionen (PEARSON III und LOG PEARSON III, GUMBEL und LOG GUMBEL, EXPONENTIAL, JENKINSON B und C) angewendet; die Häufigkeitsverteilungen gehören zu den 5 Pegeln WILHELMSHAVEN, CUXHAVEN, BÜSUM, HUSUM und DAGEBÜLL, die sämtlich Hundertjahresreihen aufweisen, die in zwei Teilzeitreihen von je 50 Jahren aufgelöst werden können, so daß insgesamt 3 Zeitreihen für jeden Pegel zur Verfügung stehen. Es werden aus den Anpassungsfunktionen die Wasserstände H_{100} und H_{1000} ausgewertet, die mittleren Wiederkehrintervallen von 100 bzw. 1000 Jahren entsprechen; außerdem werden die Differenzen $H_{1000}-H_{100}$ mitgeteilt. Es zeigte sich, daß an den einzelnen Pegeln bei den verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen die Ergebnisse für H_{100} nur in einer Bandbreite von 0,5 m streuen; bei den Werten für H_{1000} liegt die Streuung zwischen 1 und 2 m, die Differenzen $H_{1000}-H_{100}$ bewegen sich zwischen 1 und 2 m. Dabei wird deutlich, daß die zweite Fünfzigjahresreihe fast immer höhere Wasserstände als die erste Fünfzigjahresreihe liefert. Es wird die Frage der Anpassungsgüte diskutiert und abschließend auf die Zunahme der Sturmflutwahrscheinlichkeiten hingewiesen.

Summary

Seven probability distributions (PEARSON III, LOG PEARSON III, GUMBEL, LOG GUMBEL, EXPONENTIAL and JENKINSON B and C) were fitted to complete one hundred years of record data from five tide gauges along the German North Sea coast (WILHELMSHAVEN, CUXHAVEN, BÜSUM, HUSUM and DAGEBÜLL). These were analysed as one 100 year and two sequential 50 year records at each station. From each record the water levels with a 100 and 1000 year return period, H_{100} and H_{1000} , were estimated as well as the difference $H_{1000}-H_{100}$. The results show that for the different probability distributions the predicted H_{100} -values ranges within 0,5 m and H_{1000} between 1 and 2 m. The analysis shows a different trend for the records of the first 50 years compared to the latest 50 years. These results are discussed in the light of goodness of fit of the various distributions. On the basis of the results it is shown that the extreme storm surge water levels are likely to increase.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung und Aufgabenstellung	164
2. Beschickung auf das Jahr 2000	166
3. Häufigkeitsverteilungen und Wahrscheinlichkeitsfunktionen (Verteilungsfunktionen) . . .	168
4. Ergebnisse für die Werte H_{100} und H_{1000} an den einzelnen Pegeln für die sieben verschiedenen Anpassungsfunktionen mit je drei Zeitreihen	176
5. Anpassungsgüte der Verteilungsfunktionen im Bereich der 10 höchsten Wasserstände . . .	179
6. Zusammenfassende Diskussion der Ergebnisse	180
7. Schriftenverzeichnis	185

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Die bekannten Wahrscheinlichkeitsverfahren der Hydrologie (vgl. z. B. RAUDKIVI, 1979, oder MANIAK, 1988) gehen sämtlich von Häufigkeitsanalysen aus, bei denen die eingetretenen Ereignisse einer Zeitreihe der Höhe nach geordnet und über die beobachtete Häufigkeit aufgetragen wurden. Die Häufigkeiten, die auch als Wiederkehrintervalle interpretiert werden können, werden dabei meist im logarithmischen Maßstabe über das Merkmal des Ereignisses linear aufgetragen. Dieses Merkmal ist bei Sturmfluten der höchste Sturmflutwasserstand eines bestimmten Zeitraumes; durch WEMELSFELDER (1939) wurden für die Niederlande und durch HUNDT (1955) für die deutsche Nordseeküste die Sturmflutwasserstände erstmalig einer solchen Analyse unterworfen.

Die Summe der einzelnen Ereignisse einer Zeitreihe bildet das Kollektiv, auf das sich die Häufigkeitsanalyse aufbaut. Bei einer strengen Wahrscheinlichkeitsanalyse wird gefordert, daß die Ereignisse, aus denen das Kollektiv besteht, voneinander unabhängig sind wie etwa die einzelnen Würfe bei einem Würfelspiel (vgl. v. MISES, 1972). Wie allgemein bekannt, sind die Ursachen von Sturmfluten in stochastischen, d. h. zufallsbedingten Sturmereignissen, zu suchen, die aber ihrerseits mit bestimmten Großwetterlagen verknüpft sind, bei denen eine Häufung von Sturmfluten innerhalb weniger Wochen und Monate auftreten kann; dies war an der deutschen Nordseeküste in den letzten Jahrzehnten in den Monaten November und Dezember 1973, im Januar 1976 und während des Winters 1982/1983 der Fall. Es ist einleuchtend, daß die während solcher sturmflutwirksamen Großwetterlagen eingetretenen Sturmfluten nicht als unabhängig voneinander angesehen werden können; im weiteren Sinne kann jeder Winter als eine ursächliche Folge von Großwetterlagen angesehen werden. Da die stärkste Sturmflutaktivität in die Wintermonate fällt, liegt es daher nahe, als unabhängige Ereignisse diejenigen anzusehen, die sich in aufeinanderfolgenden Wintern abspielen, wobei das hydrologische Jahr (vom 1. November des Vorjahres bis zum 31. Oktober des Hauptjahres) als geeigneter Zeitabschnitt zur Erfassung der sturmaktiven Wintermonate angesehen werden darf.

In diesem Sinne wird unter dem Kollektiv der Sturmfluten die Anzahl der HTHw zu den einzelnen hydrologischen Jahren einer Zeitreihe verstanden. Auch hier ist zwar keine vollkommene Unabhängigkeit der Ereignisse voneinander gewährleistet, weil auch die Großwetterlagen aufeinanderfolgender Jahre gewisse Abhängigkeiten aufweisen (vgl. z. B. FÜHRBÖTER, 1976), die aber auf jeden Fall wesentlich schwächer als die innerhalb eines Winters sein werden (vgl. SIEFERT, 1978).

Ist für einen Pegel nach diesen Gesichtspunkten zu einer bestimmten Zeitreihe die Häufigkeitsverteilung gewonnen worden, so besteht die nächste Aufgabe nach POISSON (1841) darin, aus der beobachteten Häufigkeit die sog. abstrakte Wahrscheinlichkeit zu berechnen.

Dies kann in erster Näherung dadurch geschehen, daß visuell durch die Häufigkeitsverteilung eine Ausgleichskurve gelegt wird, wie es auch von WEMELSFELDER (1939) und HUNDT (1955) ausgeführt wurde. Eine genaue Betrachtung aber, besonders in Hinblick auf Extrapolationen über den beobachteten Zeitraum hinaus, macht die Anwendung von mathematischen Anpassungsfunktionen (Verteilungsfunktionen) erforderlich, deren freie Parameter optimal an die vorliegenden Häufigkeitsverteilungen angepaßt werden müssen.

Es gibt keine verbindliche theoretische Begründung dafür, welche der vielen bekannten Anpassungsfunktionen optimal für eine Häufigkeitsverteilung geeignet ist, die ein Kollektiv von Sturmfluten beschreibt; diese Frage kann nur pragmatisch für den speziellen Fall gelöst werden.

Hierin liegt eine der Aufgaben der vorliegenden Arbeit, nämlich zu prüfen, welche Ergebnisse verschiedene Anpassungsfunktionen für ausgewählte Pegel an der deutschen Nordseeküste für das gegenwärtige Datenmaterial (bis zum hydrologischen Jahr 1987) liefern.

Hierzu sind Pegel mit mindestens hundertjährigen Zeitreihen erwünscht, die dann für eine detaillierte Analyse in zwei Teilzeitreihen von je 50 Jahren zerlegt werden können, so daß damit insgesamt drei Zeitreihen zur Verfügung stehen:

1. Zeitreihe: 1888 bis 1987 = 100 Jahre
2. Zeitreihe: 1888 bis 1937 = 50 Jahre
3. Zeitreihe: 1938 bis 1987 = 50 Jahre

Es sollen hier nur Festlandpegel behandelt werden; eine weitere Forderung außer der nach den vorhandenen Jahresreihen ist die, daß der einzelne Pegel durch menschliche Eingriffe keine wesentlichen hydrologischen Änderungen erfahren hat; dieses ist näherungsweise für die

1. Pegel WILHELMSHAVEN
2. Pegel CUXHAVEN
3. Pegel BÜSUM
4. Pegel HUSUM
5. Pegel DAGEBÜLL

der Fall (vgl. JENSEN, 1984 und 1985). Auf Tafel 1 sind diese Werte für die fünf Pegel sowohl in unbeschnittener als auch in beschnittener Form (vgl. Abschnitt 2) zusammengestellt. Diese fünf Pegel sollen im folgenden mit den drei genannten Zeitreihen mit verschiedenen Anpassungsfunktionen untersucht werden.

Von den Ergebnissen sind vor allem die Werte

$$H_{100}$$

als diejenigen Wasserstände von Interesse, die nach der gewählten Anpassungsfunktion mit einer Wahrscheinlichkeit von 1:100, d. h. mit einem mittleren Wiederkehrintervall von 100 Jahren, zu erwarten sind. Es sei hier daran erinnert, daß die zugehörigen Risikofunktionen weitaus kleinere Erwartungszeiten als 100 Jahre enthalten (vgl. dazu JENSEN, 1985); es wird außerdem weiterhin vorausgesetzt, daß die stochastischen Parameter des Kollektives, d. h. die Sturmflutaktivitäten, unverändert bleiben; dann kann ausgesagt werden, daß der Wasserstand H_{100} bei genügend langer Zeitreihe gleichbleibender Sturmflutaktivität im langjährigen Mittel einmal in 100 Jahren auftreten wird.

Der Wert H_{100} ist auch insofern von Wichtigkeit, weil er als einer der Richtwerte für den Bemessungswasserstand gilt, dem die Deichbestecke zugrunde gelegt werden (vgl. z. B. PETERSEN, 1955); auf die Frage der Bemessungswasserstände (vgl. auch LÜDERS, 1971, und SCHERENBERG, 1988) soll aber in dieser Arbeit nicht eingegangen werden.

Der Wert H_{100} ergibt sich aus einer Jahrhundertreihe als ein Wert an der Grenze zwischen Interpolation und Extrapolation; bei einer Fünfzigjahresreihe entsteht er aus der Extrapolation auf den doppelten Zeitraum, was in der Hydrologie als durchaus zulässig gilt. Bei dem Wert

$$H_{1000}$$

der – im Mittel – einmal im Jahrtausend auftreten kann, ist dieses nicht mehr der Fall, es handelt sich hier um eine numerisch-formale Auswertung der Anpassungsfunktion unter der Annahme, daß die stochastischen Parameter der zugrundeliegenden Häufigkeitsverteilung über derart lange Zeiträume konstant bleiben.

Immerhin werden z. B. in den Niederlanden nicht nur Werte von H_{100} , sondern auch von

H_{5000} und $H_{10\ 000}$ den Küstenschutzbauwerken zugrunde gelegt; die Gründe hierfür sind bekannt und brauchen an dieser Stelle nicht erörtert zu werden. Wenn hier aber die Werte H_{1000} mitgeteilt werden, so geschieht es einmal aus dem Grunde, daß die Anpassungsfunktionen auch darauf geprüft werden sollen, wieweit sie in extremen Extrapolationsbereichen übereinstimmen oder divergieren, zum anderen deshalb, weil nicht ausgeschlossen werden kann, daß auch in nächster Zukunft einmal ein solches seltenes Ereignis auftritt, wie es in der letzten Vergangenheit in den Niederlanden und in Südengland 1953 und an der Ostsee 1872 der Fall war. Mit der zugehörigen Differenz

$$H_{1000} - H_{100}$$

soll außerdem der Spielraum angegeben werden, in dem sich extrem seltene Ereignisse mit den Wahrscheinlichkeiten zwischen 1:100 und 1:1000 einstellen können.

Damit ist die Aufgabenstellung umrissen; für die Anwendung der Verfahren ist es aber notwendig, den Säkularanstieg aus den einzelnen Zeitreihen zu eliminieren, was durch eine Beschickung auf das Jahr 2000 geschehen soll (vgl. Abschnitt 2).

2. Beschickung auf das Jahr 2000

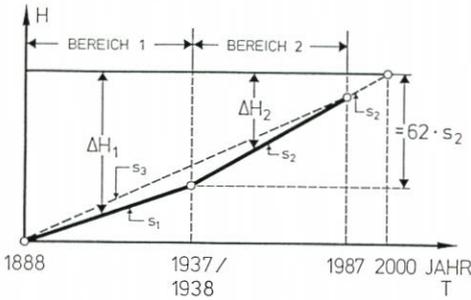
Die Zeiträume der jährlichen HThw bedürfen einer Beschickung auf einen bestimmten Zeitpunkt, weil durch den bekannten Säkularanstieg dem stochastischen (zufallsbedingten) Sturmflutgeschehen ein deterministischer Trend überlagert wird. Es soll ebenfalls berücksichtigt werden, daß dieser Säkularanstieg an den einzelnen Pegeln verschieden sein kann und auch außerdem zeitlichen Schwankungen unterworfen ist (JENSEN, 1984, Führböter u. JENSEN, 1985, FÜHRBÖTER, 1986). Dies kann näherungsweise nach Abb. 1 so geschehen, daß – jedesmal nach der Methode der kleinsten Quadrate – getrennt für die Fünfzigjahresreihen 1888 bis 1937 und 1938 bis 1987 die jeweiligen Teilanstiege s_1 und s_2 ermittelt werden. Die Beschickungen werden dabei durchgehend auf das Jahr 2000 vorgenommen unter der Annahme, daß sich der Säkularanstieg s_2 der Jahresreihe 1938 bis 1987 (= 50 Jahre) bis zur Jahrtausendwende linear fortsetzt. Eine etwaige Beschleunigung des Säkularanstieges in den letzten Jahrzehnten (FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985, FÜHRBÖTER, 1986) wird also hier nicht berücksichtigt.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, sind damit die Beschickungsfunktionen getrennt für zwei Bereiche aufzustellen, nämlich für den Bereich 1 für die Jahresreihe 1888 bis 1937 und den Bereich 2 für die Jahresreihe 1938 bis 1987. Die zugehörigen Werte ΔH_1 und ΔH_2 ergeben sich nach Abb. 1; sie geben die Höhen an, um die die Sturmfluthöhen zu den einzelnen Jahreszahlen T vergrößert werden müssen, um auf das Jahr 2000 bezogen werden zu können. Die Beschickung geht dabei davon aus, daß unter den gleichen meteorologischen und astronomischen Bedingungen eine Sturmflut aus der Vergangenheit im Jahre 2000 um denjenigen Betrag höher auflaufen würde, der dem Säkularanstieg des Pegels von der Zeit des Eintrittes der Sturmflut bis zum Jahre 2000 entspricht. Es ist zwar bekannt, daß der Windstau wasserstandsabhängig ist und z. B. bei Tideniedrigwasser wesentlich höher als bei Tidehochwasser werden kann; hier handelt es sich aber im Vergleich zum Tidehub um derart kleine Wasserstandsänderungen, daß die lineare Übertragung erlaubt ist.

Wie aus der Tafel auf Abb. 1 hervorgeht, ist der aus der Jahresreihe 1888 bis 1937 extrapolierte Säkularanstieg s_1 meist kleiner als der aus der Jahresreihe 1938 bis 1987 mit s_2 ; der Vollständigkeit halber ist außerdem der Gesamtanstieg s_3 für die Jahrhundertreihe 1888 bis 1987 auf Abb. 1 angegeben. Wie aus Abb. 1 hervorgeht, würde die Verwendung des

Tafel 1.
 Jahrhundertreihe 1888 bis 1987 der jährlichen
 HThw und der auf das Jahr 2000 beschickten
 Werte BHThw für die Pegel WILHELMS-
 HAVEN, CUXHAVEN, BÜSUM, HUSUM
 und DAGEBÜLL

Jahr	Pegelstationen									
	Wilhelmsh.		Cuxhaven		Büsum		Husum		Dagebüll	
	HThw	BHThw	HThw	BHThw	HThw	BHThw	HThw	BHThw	HThw	BHThw
1888	291	320	296	328	354	383	325	363	310	343
1892	325	353	307	338	334	362	355	391	285	317
1893	290	318	259	289	272	300	285	321	238	270
1894	400	427	362	392	370	397	435	471	335	367
1895	395	422	386	416	394	421	395	430	350	382
1896	400	427	389	418	356	383	361	396	355	387
1897	290	317	277	306	248	271	290	325	220	252
1898	344	371	311	340	308	334	345	379	275	307
1899	359	385	370	398	336	362	345	379	305	337
1900	314	340	298	326	300	326	321	355	255	286
1901	395	421	359	387	342	368	349	382	285	316
1902	355	381	356	384	354	379	371	404	305	336
1903	310	335	285	312	272	297	270	303	235	266
1904	375	400	331	358	342	367	385	417	315	346
1905	405	430	386	413	344	369	379	411	275	306
1906	307	332	284	312	264	288	275	309	245	276
1907	350	374	332	358	324	348	344	375	280	311
1908	295	319	262	288	278	302	297	328	270	301
1909	335	359	270	295	286	310	291	322	265	295
1910	290	314	256	281	316	339	375	405	365	395
1911	373	397	356	381	314	337	363	393	255	285
1912	343	366	350	375	390	413	465	495	385	415
1913	280	303	251	275	268	291	284	315	245	275
1914	371	394	348	372	374	396	374	403	300	330
1915	358	381	352	376	360	382	398	427	330	360
1916	480	502	432	455	443	465	508	536	415	445
1917	349	371	362	385	370	392	439	467	335	365
1918	455	477	409	432	386	408	436	464	335	364
1919	371	393	384	406	406	427	434	461	305	334
1920	318	339	313	335	306	327	341	368	285	314
1921	378	399	361	383	318	339	353	380	280	309
1922	435	458	391	413	367	388	391	417	305	334
1923	334	355	314	335	360	380	422	448	385	414
1924	387	408	361	382	356	376	402	428	295	324
1925	291	311	300	321	331	351	325	350	270	299
1926	412	432	403	423	408	426	435	460	365	394
1927	320	340	313	333	334	353	394	416	315	343
1928	289	309	269	289	278	297	301	325	260	288
1929	404	423	356	375	370	389	414	438	345	373
1930	432	451	386	405	384	403	349	373	270	298
1931	416	435	416	435	409	427	422	445	365	393
1932	299	318	288	307	285	303	367	390	315	343
1933	315	334	285	303	274	292	313	336	248	276
1934	305	323	306	324	312	330	362	384	310	338
1935	352	370	329	347	313	330	394	416	365	393
1936	423	441	422	439	333	350	475	497	404	431
1937	427	445	399	416	388	405	410	431	318	345
1938	368	385	355	372	360	377	377	398	338	365
1939	323	340	350	366	394	410	470	491	425	452
1940	343	360	340	356	355	371	380	400	325	351
1941	389	406	403	419	375	391	346	366	290	316
1942	325	341	334	350	365	381	363	383	320	346
1943	402	418	334	349	328	343	336	355	283	308
1944	403	418	331	346	344	349	343	361	292	317
1945	392	407	362	377	345	360	374	393	280	304
1946	336	351	324	339	310	325	325	343	251	275
1947	251	266	262	276	286	300	335	353	276	299
1948	351	366	325	339	310	324	356	374	312	335
1949	354	372	364	380	400	414	422	434	328	350
1950	383	397	318	331	304	317	328	345	275	297
1951	273	287	279	292	283	296	293	310	246	268
1952	307	320	295	308	303	316	335	351	289	310
1953	345	358	326	339	309	322	303	318	292	313
1954	362	375	369	381	372	384	411	427	355	375
1955	434	447	382	394	365	377	393	408	329	349
1956	357	369	351	363	350	362	389	404	331	350
1957	343	355	318	328	324	336	321	336	270	289
1958	380	392	333	344	321	332	310	324	263	281
1959	385	396	315	326	316	327	333	347	284	302
1960	295	306	264	275	279	290	297	311	242	260
1961	364	377	345	356	346	357	369	382	310	327
1962	321	332	495	505	493	503	521	534	456	473
1963	341	351	305	315	298	308	338	351	262	278
1964	329	339	320	330	330	340	347	359	300	316
1965	390	400	344	353	344	353	341	352	288	303
1966	379	389	374	382	402	412	432	444	376	391
1967	414	423	399	408	407	416	439	450	367	382
1968	381	390	344	353	354	363	442	453	387	401
1969	340	349	312	320	308	316	323	334	276	290
1970	348	356	351	359	358	364	364	376	308	321
1971	349	357	323	331	312	320	327	337	277	290
1972	349	357	338	346	331	339	356	366	288	300
1973	307	315	259	266	286	293	296	305	256	268
1974	454	461	439	446	433	440	463	472	370	381
1975	372	379	354	361	371	378	423	431	344	355
1976	484	491	510	516	514	520	566	574	446	457
1977	326	332	315	321	318	324	342	350	276	286
1978	472	478	390	396	380	386	414	421	352	362
1979	326	332	323	334	327	333	375	382	298	307
1980	339	335	313	317	340	345	379	386	340	349
1981	358	363	349	354	355	360	382	388	319	327
1982	431	436	451	456	471	476	515	521	472	480
1983	404	409	403	408	404	409	435	441	382	389
1984	354	358	354	358	383	387	409	414	376	383
1985	330	334	327	331	343	347	354	359	328	335
1986	334	338	340	344	361	365	417	422	361	367
1987	309	313	298	302	314	322	336	340	285	291



BEREICH 1 zwischen 1888 und 1937 :

$$\Delta H_1 = s_1 (1938 - T) + s_2 \cdot 62$$

BEREICH 2 zwischen 1938 und 1987 :

$$\Delta H_2 = s_2 (2000 - T)$$

H in cm
 s in cm/100 Jahre
 T = Jahreszahl
 62 = 2000 - 1938

Pegelstandort	Säkularanstieg s [cm/100 Jahre]		
	1888 - 1937 s ₁	1938 - 1987 s ₂	1888 - 1987 s ₃
Wilhelmshaven	23	28	27
Cuxhaven	30	27	24
Büsum	24	27	18
Husum	33	34	30
Dagebüll	11	44	26

Abb. 1: Zur Beschickung der Sturmflutwasserstände auf das Jahr 2000

Gesamtanstieges s_3 zu kleine Werte bei der Beschickung auf das Jahr 2000 ergeben; diese Unterschiede können Beträge über einen Dezimeter ergeben.

- Alle im folgenden verwendeten Werte sind einheitlich nach den Angaben auf Abb. 1 auf das Jahr 2000 beschickt. -

3. Häufigkeitsverteilungen und Wahrscheinlichkeitsfunktionen (Verteilungsfunktionen)

Die Kollektive aus den einzelnen Jahresreihen ergeben zunächst einfache Häufigkeitsverteilungen, die sich als Punktfolgen zu den einzelnen Wiederkehrintervallen darstellen. Werden sie in einem einfachlogarithmischen Koordinatensystem mit dem Merkmal (Wasserstandshöhe) in linearer Auftragung auf der Ordinate dargestellt, so ordnen sie sich meist in Form einer leicht gekrümmten Kurve ein; liegen alle Punkte auf einer Geraden, so liegt der einfache Fall einer logarithmischen Verteilung bzw. einer Exponentialfunktion vor.

Als Beispiel solcher Häufigkeitsverteilungen sind für die Jahresreihen 1888 bis 1987 (= 100 Jahre) und 1888 bis 1937 sowie 1938 bis 1987 (= jeweils 50 Jahre) diese Punktfolgen für den Pegel HUSUM auf Abb. 2 dargestellt, wobei die drei höchsten Sturmfluten des jeweiligen Kollektivs besonders hervorgehoben wurden. Abb. 2 zeigt visuell folgende Erscheinungen:

1. Bei der Hundertjahresreihe 1888 bis 1987 (Abb. 2 oben) liegen die Punkte des Kollektivs einschließlich der Extremwerte (1916, 1962 und 1976) annähernd auf einer Geraden,

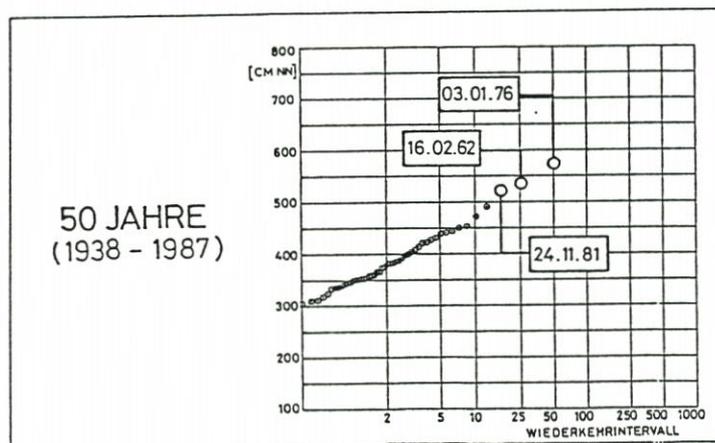
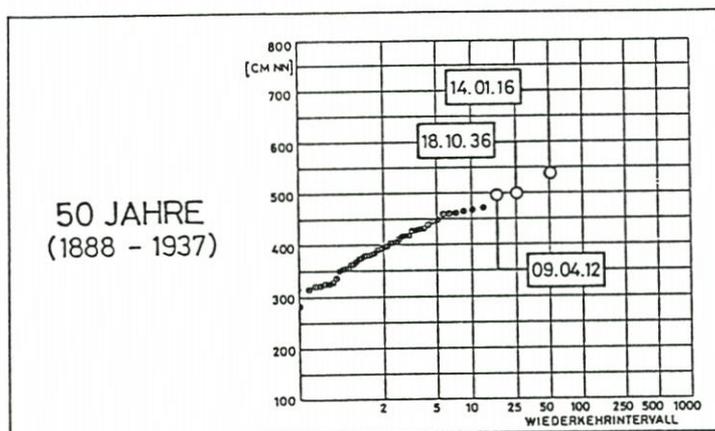
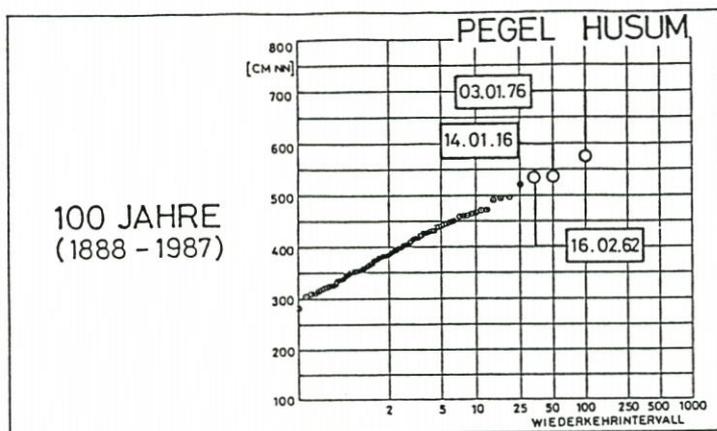


Abb. 2: Pegel HUSUM: Häufigkeitsverteilungen der HThw der Jahresreihen 1888 bis 1987 (100 Jahre, oben), 1888 bis 1937 (50 Jahre, Mitte) und 1938 bis 1987 (50 Jahre, unten) (beschickt auf das Jahr 2000)

2. bei der ersten Fünfzigjahresreihe 1888 bis 1937 (Abb. 2 Mitte) folgen die Punkte einer leicht nach unten gekrümmten Kurve und
3. bei der letzten Fünfzigjahresreihe 1938 bis 1987 (Abb. 2 unten) liegt deutlich eine Verteilung vor, die einer nach oben gekrümmten Kurve entspricht.

Hiermit deutet sich bereits an, daß in den einzelnen Zeitreihen gewisse Änderungen in der Zusammensetzung der Kollektive aufgetreten sind.

Für die Extrapolation auf die Werte H_{100} und H_{1000} ist es nötig, aus den beobachteten Häufigkeiten mathematische Wahrscheinlichkeiten zu berechnen (POISSON, 1841). Hierzu dienen die Verteilungs- oder Anpassungsfunktionen, von denen in der hydrologischen Statistik eine große Anzahl verwendet werden.

Es soll nicht im einzelnen auf die Eignung bzw. Nichteignung sämtlicher bekannter Verteilungs- oder Anpassungsfunktionen eingegangen werden, sondern es werden hier nur Funktionen verwendet, die bereits nach einer Vorauswahl von JENSEN (1985) ausgesucht wurden und die auch in früheren Untersuchungen für die deutsche Nordseeküste verwendet wurden (FÜHRBÖTER et al., 1982 und 1987, FÜHRBÖTER, 1988):

1. PEARSON-III-Verteilung
2. Log.-PEARSON-III-Verteilung
3. GUMBEL-Verteilung
4. Log.-GUMBEL-Verteilung
5. EXPONENTIAL-Verteilung
6. JENKINSON-Verteilung, Verfahren B
7. JENKINSON-Verteilung, Verfahren C

Die Verteilungsfunktionen werden allgemein in Form einer Dichtefunktion $f(x)$ bzw. als Integral der Dichtefunktion $F(x)$ angegeben.

Diese Anpassungsfunktionen der HThw-Zeitserien können in die hydrologische Grundgleichung:

$$x = \bar{x} + k_T \cdot s_x$$

umformuliert werden. Der normierte Abszissenwert k_T ist dabei abhängig von der gewählten Verteilungsfunktion, der Form der Wahrscheinlichkeitsdichte und von der Unterschreitungswahrscheinlichkeit. Für die HThw-Zeitserien wird der T-jährliche Wasserstand mit:

$$HThw_T = \overline{HThw} + k_{Tvert} \cdot s_{HThw}$$

berechnet.

Die o. a. Verteilungsfunktionen sowie die Berechnung deren Parameter sind der folgenden Zusammenstellung zu entnehmen:

1. und 2.: PEARSON-III-Verteilungen

Die PEARSON-III-Verteilung ist eine dreiparametrische, unsymmetrische Verteilung.

$$\text{Verteilungsfunktion: } F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{C_2 C_1}{\Gamma \cdot C_1} \cdot (x-C_3)^{(C_1-1)} \cdot e^{-C_2 \cdot (x-C_3)}$$

Die Parameter C_1 , C_2 , C_3 werden nach der Momentenschätzmethode berechnet:

$$C_1 = \frac{4}{C_s^2}$$

$$C_2 = \frac{2}{s_x \cdot C_s}$$

$$C_3 = \bar{x} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{s_x}{\bar{x} \cdot C_s}\right) \quad \text{für } C_s > 0$$

$$\text{bzw. } C_3 = \bar{x} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{s_x}{\bar{x} \cdot C_s}\right) \quad \text{für } C_s < 0$$

3. und 4.: GUMBEL-Verteilungen

Die GUMBEL-Verteilung (EXTREMAL-TYP-I-Verteilung) ist eine zweiparametrische, unsymmetrische Verteilung mit einer konstanten Schiefe von $C_s = 1,1396$ (linksschief).

Verteilungsfunktion: $F(x) = e^{-e^{-(C_1 \cdot (x - C_2))}}$

Die Parameter C_1 und C_2 werden nach der Momentenschätzmethode berechnet:

$$C_1 = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot s_x}$$

$$C_2 = \bar{x} - \gamma \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot s_x$$

Dabei ist die Euler-Konstante γ der asymptotische Grenzwert des Mittelwertes \bar{y}_N der reduzierten Variablen:

$$y_T = C_1 \cdot (x - C_2)$$

bei unendlich großem Umfang der Stichprobe, aus der die Maximalwerte gezogen wurden, die die Extremwertverteilung bilden und $\pi/\sqrt{6}$ entspricht dem asymptotischen Grenzwert der Standardabweichung s_N der reduzierten Variablen (TÖPPE, 1988).

Log.-PEARSON- und Log.-GUMBEL-Verteilung

Die Log.-PEARSON- und Log.-GUMBEL-Verteilungen ergeben sich durch Logarithmieren der Variablen x , d. h. $z = \log$ oder $\ln x$.

5.: EXPONENTIAL-Verteilung

Die EXPONENTIAL-Verteilung ist eine einparametrische, unsymmetrische Verteilungsfunktion.

Verteilungsfunktion: $F(x) = 1 - e^{-(C_1 \cdot x)}$

Der Parameter wird nach der Momentenschätzmethode berechnet:

$$C_1 = \frac{1}{x}$$

6. und 7.: JENKINSON-Verteilungen

JENKINSON (1955) gibt eine geschlossene Lösung der Extremalverteilungen Typ I, II und III an. Diese Verteilung ist eine zweiparametrische, unsymmetrische Verteilungsfunktion (siehe JENSEN 1985, 1987).

Verteilungsfunktion: $F(x) = e^{-(1 - \frac{x}{C_2})^{1/C_1}}$

Die Berechnung der Parameter erfolgt entsprechend der Momentenschätzmethode:

$$C_2 = s_x + \sqrt{(2C_1)! - (C_1!)^2}$$

$$C_1 = \frac{\ln(s_x/s_{x_2})}{\ln 2}$$

6. JENKINSON-Verfahren B:

Bei dem JENKINSON-Verfahren B wird die Fakultät von C_1 ($C_1!$) empirisch mit einer Näherungsrechnung abgeschätzt:

$$C_1! = e^{(-\gamma \cdot C_1 + (\pi^2/12) \cdot C_1^2)}$$

7. JENKINSON-Verfahren C:

Der Funktionswert x für eine gegebene Stichprobe kann bei der JENKINSON-Verteilung wie folgt angegeben werden:

$$x_T = \bar{x} + C_2 \cdot (C_1! - e^{-C_1 \cdot y_T})$$

mit

$$y_T = -\ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right)$$

Diese Gleichung kann bei Vernachlässigung von $C_1!$ in die dreiparametrische Funktion:

$$x_T = \bar{x} + C_2 \cdot (C_1 - e^{C_3 \cdot \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right)})$$

umgeschrieben werden.

Nach der Methode der kleinsten Abstandsquadrate werden die Parameter C_1 , C_2 und C_3 mit einer Optimierungsrechnung bestimmt. Gegenüber der Ausgangsgleichung nach JENKINSON wird bei dieser Methode (Verfahren C) der funktionale Zusammenhang zwischen den Parametern C_3 und C_1 ($= C_3!$) vernachlässigt. Eine eingehende Darstellung des Näherungsverfahrens ist bei JENSEN (1987) angegeben.

Diese Anpassungsfunktionen werden auf die Häufigkeitsverteilungen der fünf Pegel mit den drei Zeitreihen angewendet. Als Beispiele sind auf den Abb. 3 (Hundertjahresreihe 1888 bis 1987), Abb. 4 (Fünzigjahresreihe 1888 bis 1937) und Abb. 5 (Fünzigjahresreihe 1938 bis 1987) für den Pegel CUXHAVEN die sieben gewählten Anpassungsfunktionen den jeweiligen Häufigkeitsverteilungen gegenübergestellt. Auch aus Abb. 3 bis 5 geht hervor, daß die Häufigkeitsverteilungen in den drei Zeitreihen entsprechend Abb. 2 (für den Pegel HUSUM) kennzeichnende Unterschiede aufweisen, wobei die letzte Fünzigjahresreihe 1938 bis 1987 wiederum die stärkste nach oben gerichtete Krümmung aufweist; ebenso aber ist zu ersehen, daß die Anpassungsfunktionen in den verschiedenen Bereichen der Wiederkehrintervalle durchaus verschiedene Anpassungsgüten im Bereich der seltenen Ereignisse aufweisen, die durch die höchsten Wasserstände mit den kleinsten Häufigkeiten (= Wahrscheinlichkeiten) definiert sind; dies soll im einzelnen in den folgenden Abschnitten behandelt werden.

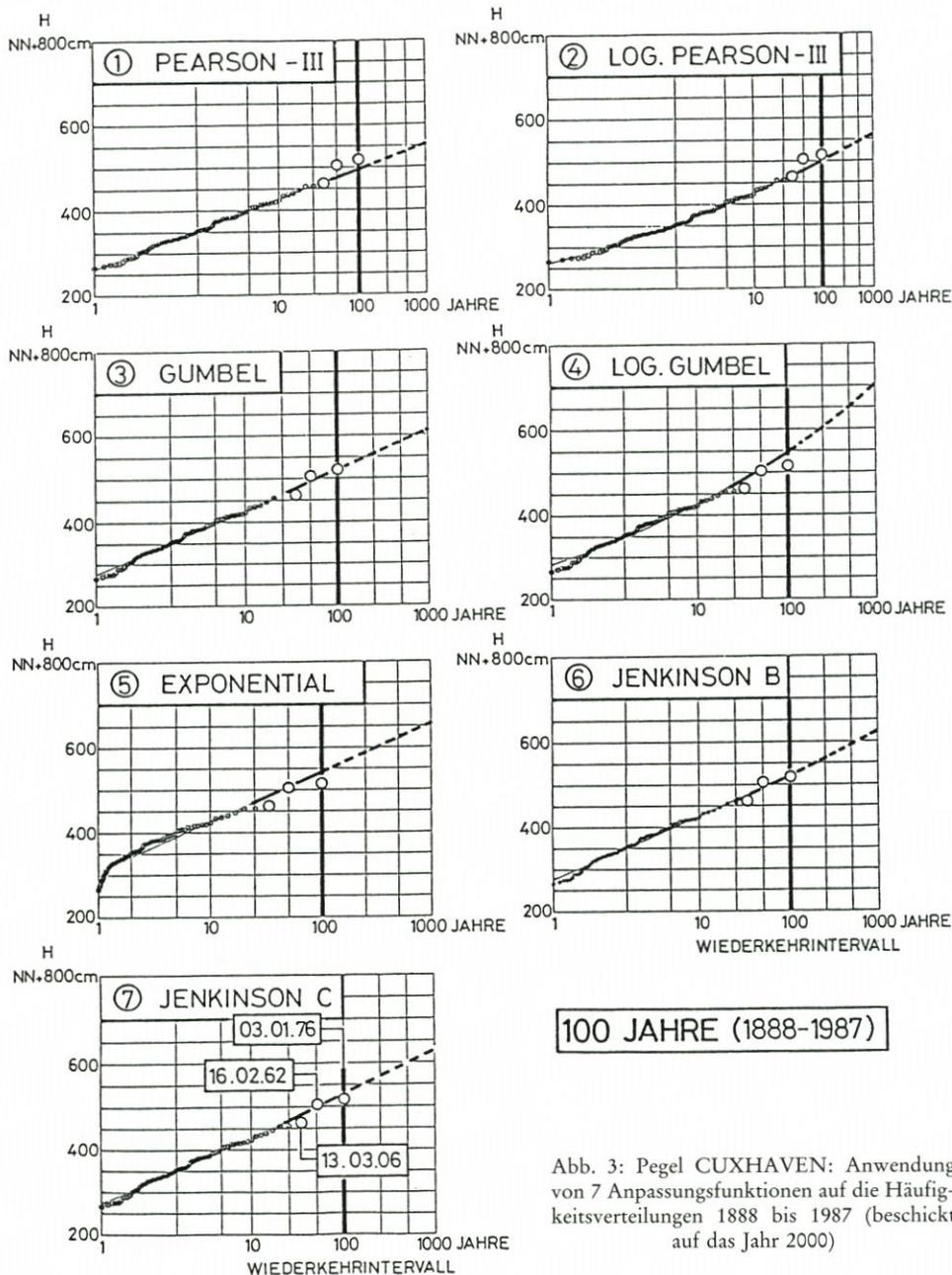


Abb. 3: Pegel CUXHAVEN: Anwendung von 7 Anpassungsfunktionen auf die Häufigkeitsverteilungen 1888 bis 1987 (beschildert auf das Jahr 2000)

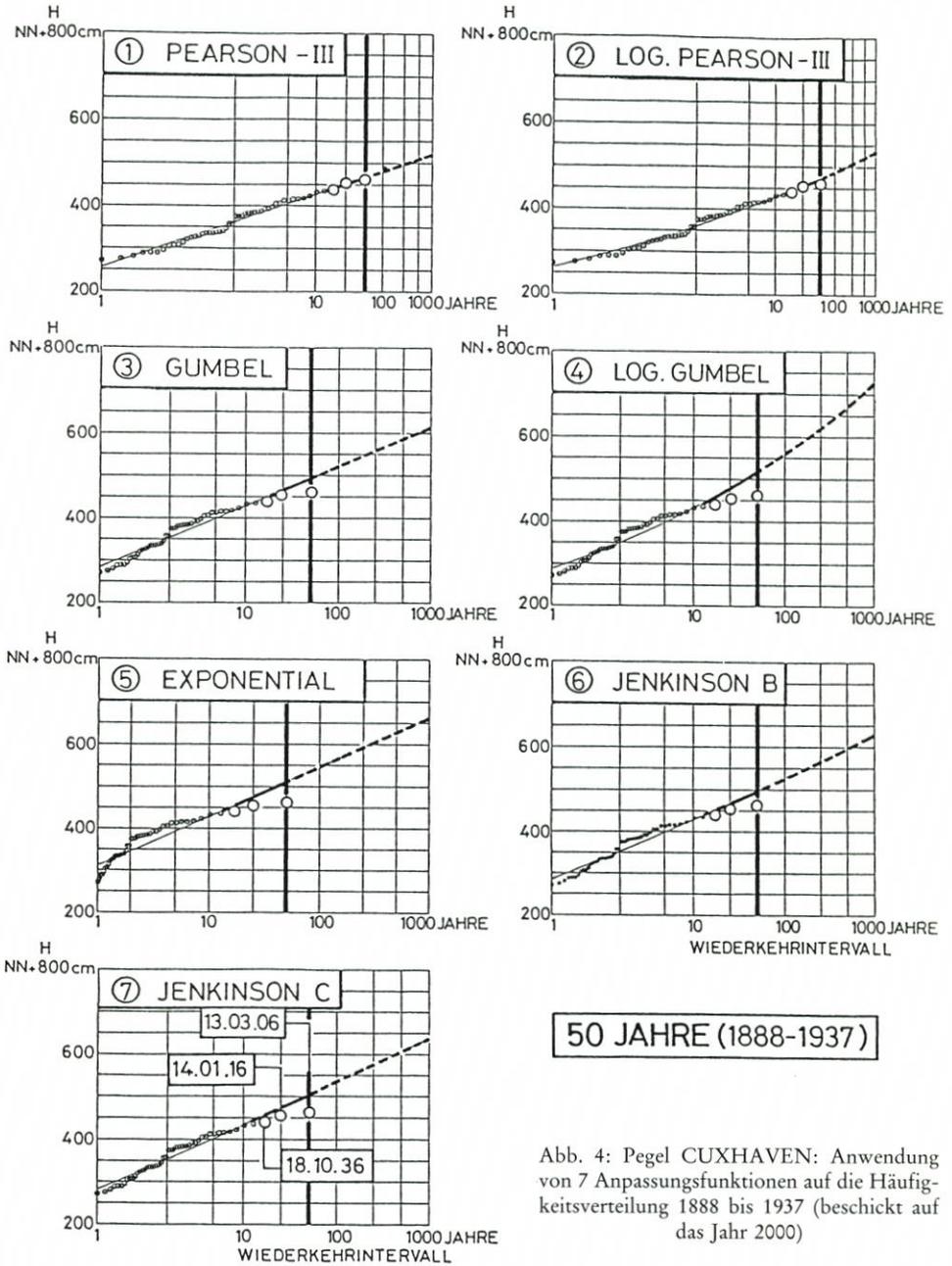


Abb. 4: Pegel CUXHAVEN: Anwendung von 7 Anpassungsfunktionen auf die Häufigkeitsverteilung 1888 bis 1937 (beschickt auf das Jahr 2000)

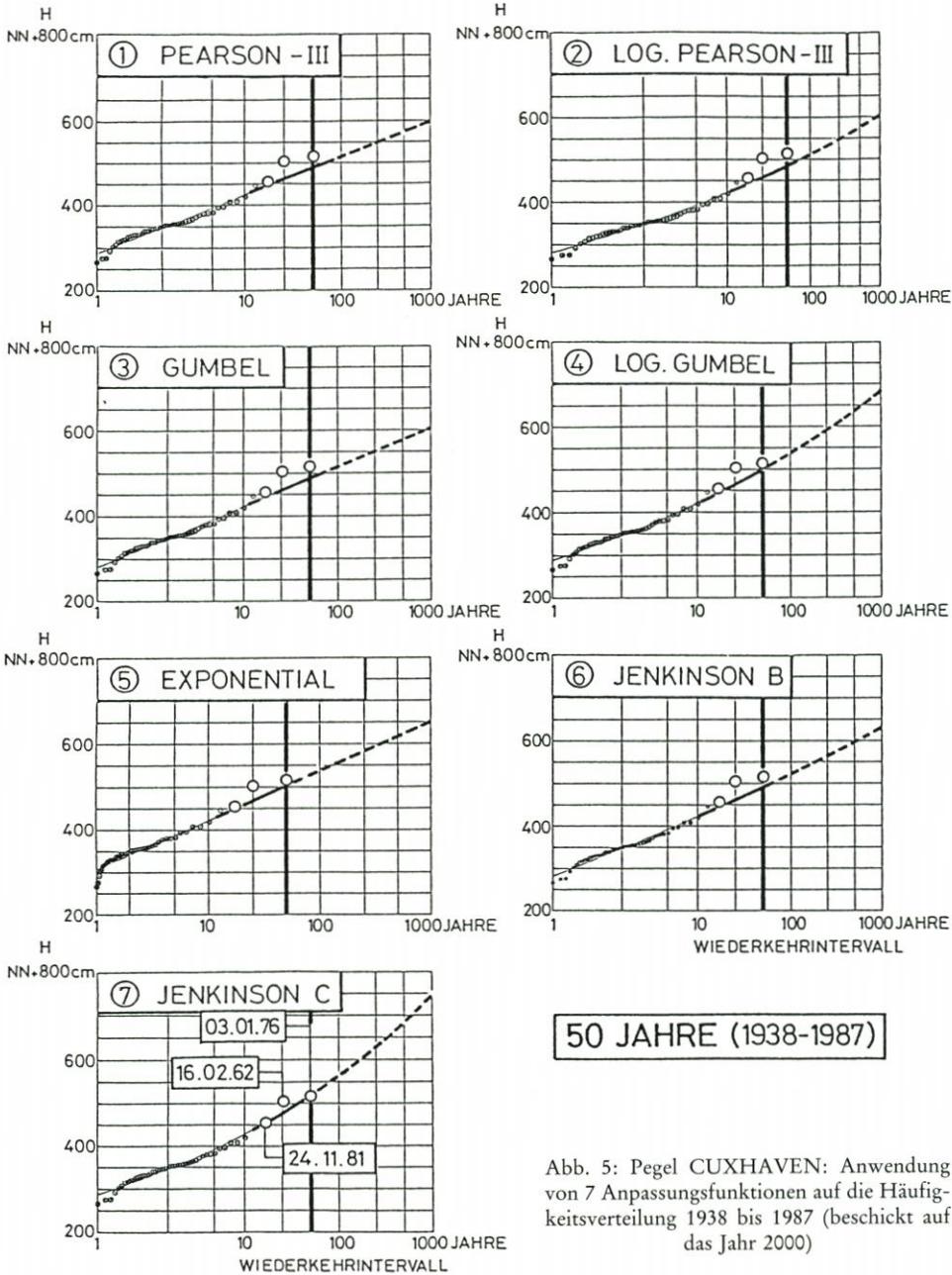


Abb. 5: Pegel CUXHAVEN: Anwendung von 7 Anpassungsfunktionen auf die Häufigkeitsverteilung 1938 bis 1987 (beschickt auf das Jahr 2000)

4. Ergebnisse für die Werte H_{100} und H_{1000} an den einzelnen Pegeln für die sieben verschiedenen Anpassungsfunktionen mit je drei Zeitreihen

Für die fünf ausgesuchten Pegel mit den drei Zeitreihen von 1888 bis 1987 (= 100 Jahre) sowie den beiden Teilzeitreihen 1888 bis 1937 und 1938 bis 1987 (= jeweils 50 Jahre) werden aus den sieben Anpassungsfunktionen die Werte H_{100} und H_{1000} sowie die jeweilige Differenz $H_{1000}-H_{100}$ ermittelt; die Ergebnisse sind auf Abb. 6 (Pegel WILHELMSHAVEN), Abb. 7 (Pegel CUXHAVEN), Abb. 8 (Pegel BÜSUM), Abb. 9 (Pegel HUSUM) und Abb. 10 (Pegel DAGEBÜLL) aufgetragen.

Ein Vergleich der Ergebnisse sowohl für H_{100} als auch für H_{1000} für die einzelnen Anpassungsfunktionen zeigt für alle Pegel (Abb. 6 bis 10), daß die beiden PEARSON-Funktionen (1 und 2) die niedrigsten Wasserstände liefern und deutlich von den übrigen Anpassungsfunktionen abweichen. Es geht auch aus den grafischen Darstellungen auf Abb. 3 bis 5 für den Pegel CUXHAVEN hervor, daß im Bereich der seltenen Ereignisse die Werte der Häufigkeitsverteilungen meist oberhalb der Anpassungskurve liegen. Trotz relativ guter Anpassungsgüte liegt hier im oberen Bereich eine systematische Abweichung zur unsicheren Seite vor; JENSEN (1985) hat gezeigt, daß diese Erscheinung bei fast allen Pegeln und Zeitreihen festzustellen ist.

Bei den GUMBEL-Funktionen (3 und 4) tritt durch die Berücksichtigung des Stichprobenumfanges eine Verbesserung der Anpassung und weitere Erhöhung der Werte H_{100} und H_{1000} ein; so erhöht sich z. B. für die Zeitreihe von 1888 bis 1937 am Pegel WILHELMSHAVEN der Wert H_{100} um 19 cm auf NN + 570 cm und H_{1000} um 29 cm auf NN + 677 cm.

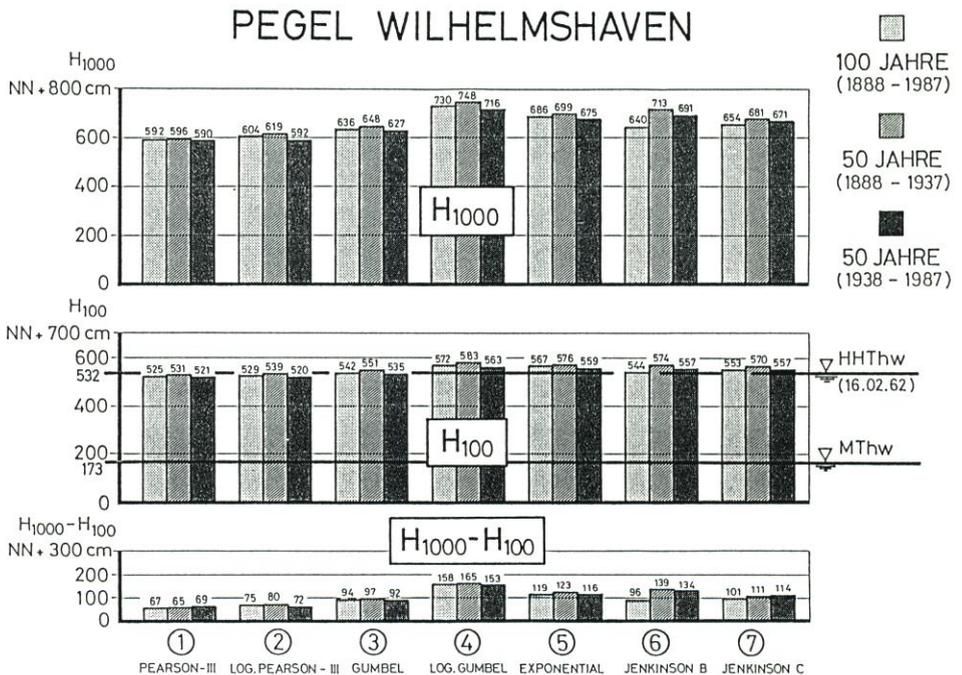


Abb. 6: Pegel WILHELMSHAVEN: Wasserstände H_{1000} , H_{100} und Differenz $H_{1000}-H_{100}$ für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen (alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

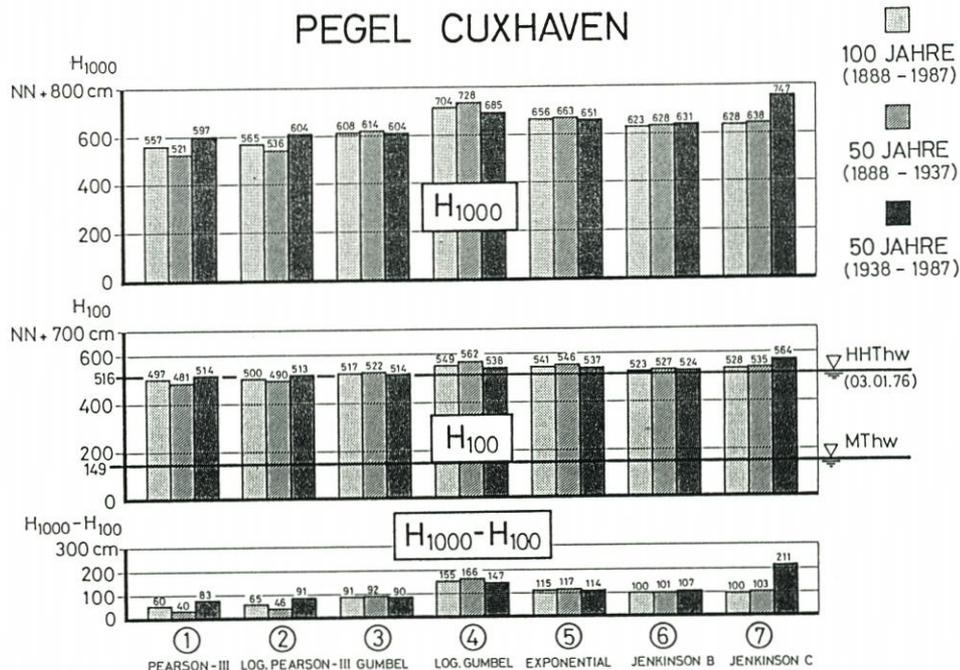


Abb. 7: Pegel CUXHAVEN: Wasserstände H_{1000} , H_{100} und Differenz $H_{1000}-H_{100}$ für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen (alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

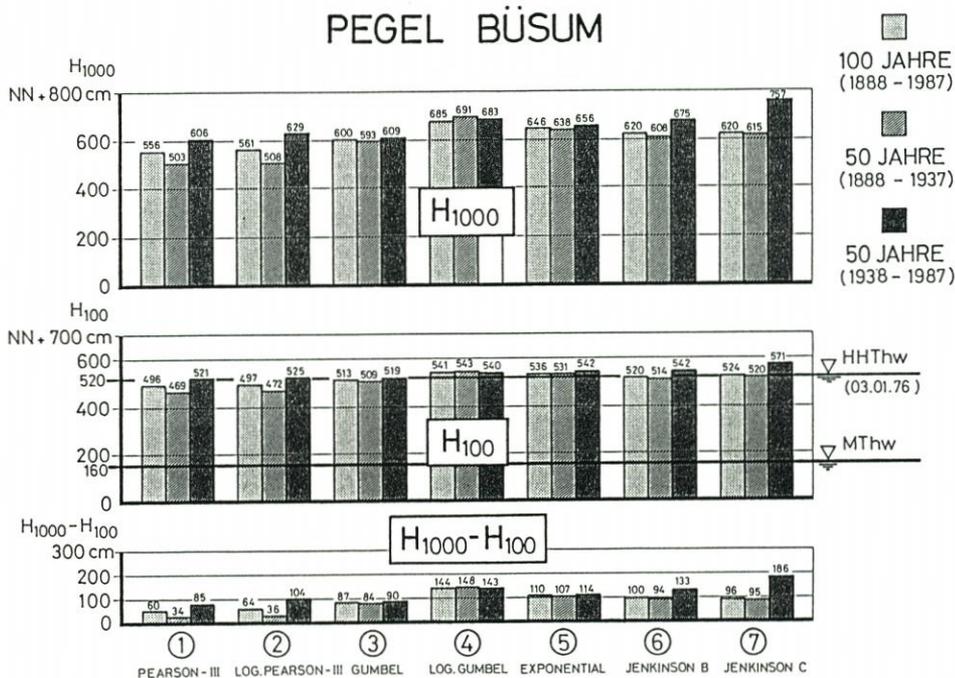


Abb. 8: Pegel BÜSUM: Wasserstände H_{1000} , H_{100} und Differenz $H_{1000}-H_{100}$ für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen (alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

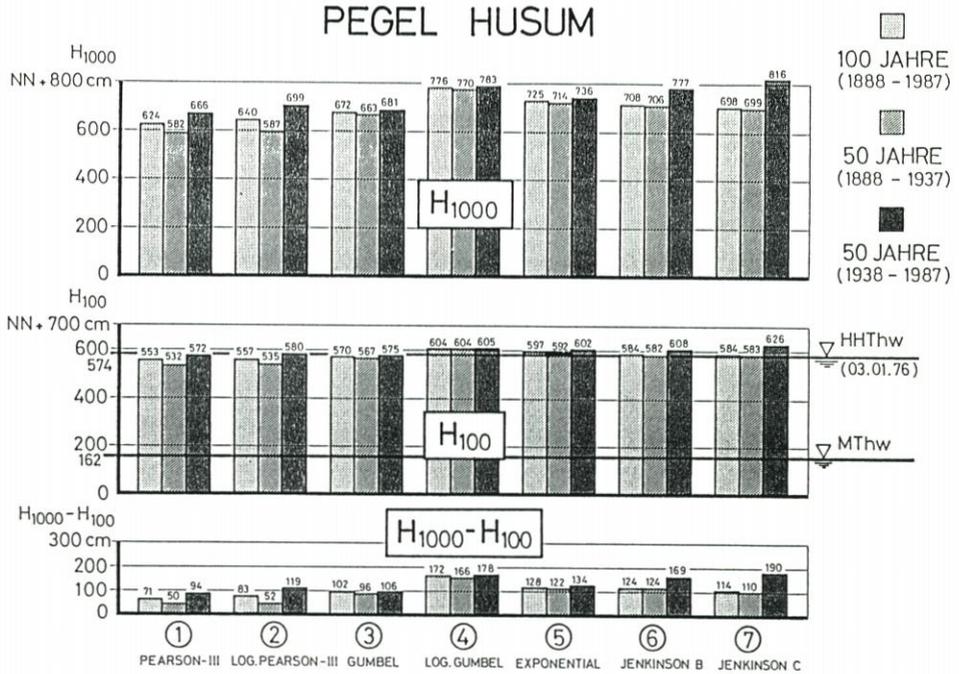


Abb. 9: Pegel HUSUM: Wasserstände H_{1000} , H_{100} und Differenz $H_{1000}-H_{100}$ für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen (alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

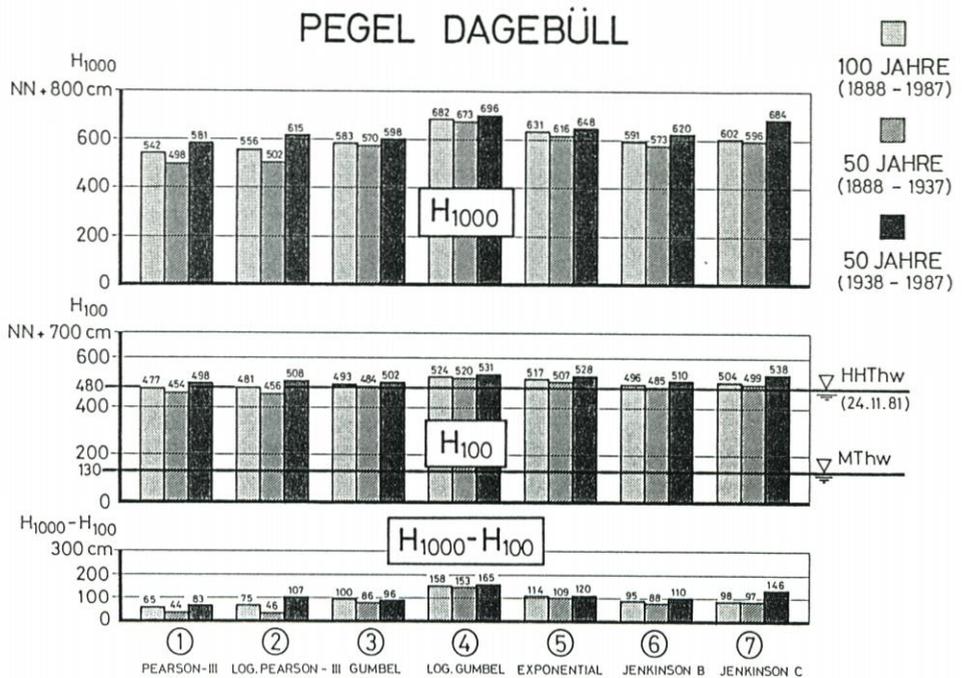


Abb. 10: Pegel DAGEBÜLL: Wasserstände H_{1000} , H_{100} und Differenz $H_{1000}-H_{100}$ für verschiedene Anpassungsfunktionen und Zeitreihen (alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

Auf die Frage der Anpassungsgüte wird im folgenden Abschnitt eingegangen; werden die Ergebnisse für die einzelnen Pegel und Zeitreihen zusammengefaßt – wobei von den PEARSON-Funktionen abgesehen wird – so können folgende Feststellungen getroffen werden:

1. Die Unterschiede bei den Werten H_{100} zwischen den Ergebnissen der einzelnen Anpassungsfunktionen liegen bei allen Pegeln und Zeitreihen fast immer unter 0,5 m.
2. Die Unterschiede bei den Werten H_{1000} zwischen den Ergebnissen der einzelnen Anpassungsfunktionen liegen bei allen Pegeln und Zeitreihen zwischen 1 und 2 m.
3. Die Wasserstandsdifferenz $H_{1000}-H_{100}$ liegt bei allen Pegeln und Zeitreihen zwischen 1 und 2 m, nur einmal wird der Wert von 2 m überschritten (Pegel CUXHAVEN, Abb. 7: $H_{1000}-H_{100} = 211$ cm).

Der Vergleich der Werte H_{100} mit dem HHThw der letzten 100 Jahre ist zwar nur der Vergleich mit einem einzelnen Zufallswert, dennoch zeigt die Gegenüberstellung auf Abb. 6 bis 10, daß dieser Wert zu dem Wertevorrat der errechneten Werte paßt, wobei die errechneten Werte meist etwas höher als die eingetretenen Werte liegen (mit der erwähnten Ausnahme der PEARSON-Funktion).

5. Anpassungsgüte der Verteilungsfunktionen im Bereich der 10 höchsten Wasserstände

Bei den Ergebnissen für die einzelnen Pegel und Zeitreihen auf Abb. 6 bis 10 stellt sich die Frage, wie weit eine Bewertung der einzelnen Verteilungsfunktionen in bezug auf ihre Anpassungsgüte möglich ist; von Wichtigkeit ist dabei hier nicht die Anpassungsgüte im Bereich der häufigen Ereignisse, sondern im Bereich der höchsten Wasserstände.

Hierzu könnten Konfidenzanalysen o. ä. herangezogen werden (vgl. z. B. TÖPPE, 1988); es kann aber auch ein einfaches Verfahren verwendet werden, bei dem die mittlere Abweichung ΔH der höchsten 10 Werte der Häufigkeitsverteilungen von den entsprechenden Anpassungsfunktionen als Maß für die Anpassungsgüte bei hohen Wasserständen gewählt wird. Bei den Hundertjahresreihen werden dabei 10 %, bei den Fünfzigjahresreihen 20 % sämtlicher Werte erfaßt. Visuelle Vergleiche dieser höchsten Werte mit den entsprechenden Funktionen wurden bereits bei JENSEN (1985) durchgeführt.

Wie die Abb. 6 bis 10 zeigen, liegen die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der einzelnen Verteilungsfunktionen immerhin noch bei rd. 0,5 m; für die Anwendung ist es wichtig zu wissen, ob die Verteilungsfunktionen mit hohen H_{100} -Werten zu denen mit den besten oder schlechtesten Anpassungsgütern zu rechnen sind oder umgekehrt. Zur Klärung dieser Frage kann eine Gegenüberstellung dienen, bei der zu jeder Anpassungsfunktion über die mittlere Abweichung ΔH der obersten 10 Werte der zugehörige Wert H_{100} aufgetragen wird. Für die Jahrhundertreihe 1888 bis 1987 ist diese Auftragung auf Abb. 11 dargestellt; niedrige Abweichungen bedeuten dabei gute, große Abweichungen schlechtere Anpassungsgütern.

Es geht aus Abb. 11 wiederum hervor, daß sich die beiden PEARSON-Funktionen (1 und 2) mit ihren niedrigen Werten für H_{100} (bis zu 2 Dezimetern unter dem eingetretenen Wert des HHThw) abweichend von den übrigen Funktionen verhalten. Für diese kann aber gesagt werden, daß bei allen Pegeln in nahezu gleicher Reihenfolge diejenigen Verteilungsfunktionen die kleinsten Abweichungen ΔH (= besten Anpassungsgütern) aufweisen, bei denen die kleinsten Werte H_{100} auftreten.

Wird die gleiche Auftragung für die ersten Teilzeitreihen von 50 Jahren (1888 bis 1937) vorgenommen, so ändert sich das Bild (mit Ausnahme des Pegels Wilhelmshaven) kaum (Abb.

12), auch die Reihenfolge der Verteilungsfunktionen in bezug auf die Anpassungsgüte bleibt annähernd die gleiche wie bei der Jahrhundertreihe 1888 bis 1987 (Abb. 11).

Wird aber diese Gegenüberstellung für die letzte Teilzeitreihe von 1938 bis 1987 durchgeführt, so ergibt sich ein völlig gegenläufiges Bild; hier liefern diejenigen Funktionen die höchsten Wasserstände H_{100} , die die beste Anpassungsgüte (= kleinste Werte von ΔH) aufweisen (Abb. 13). Entsprechend hat sich auch die Reihenfolge der Verteilungsfunktionen in bezug auf die Anpassungsgüte gegenüber Abb. 11 und 12 geändert. Die beiden PEARSON-Funktionen (1 und 2) ordnen sich hier zwar der Anpassungsgeraden an, weisen aber hohe ΔH -Werte und damit geringe Anpassungsgüten auf (Abb. 13).

Aus Abb. 11 bis 13 geht zunächst als wichtigstes hervor, daß es keine Anpassungsfunktion gibt, die allgemein als die günstigste für alle Zeitreihen angegeben werden kann. Außerdem zeigt aber die Gegenüberstellung von Abb. 12 und Abb. 13 in qualitativer Darstellung, was am Beispiel der Häufigkeitsverteilungen für die verschiedenen Zeitreihen am Pegel HUSUM bereits auf Abb. 2 visuell hervorgeht, daß nämlich das Kollektiv der Sturmfluten der letzten 50 Jahre (1938 bis 1987) erhebliche Abweichungen von denen früherer Zeitreihen aufweist.

6. Zusammenfassende Diskussion der Ergebnisse

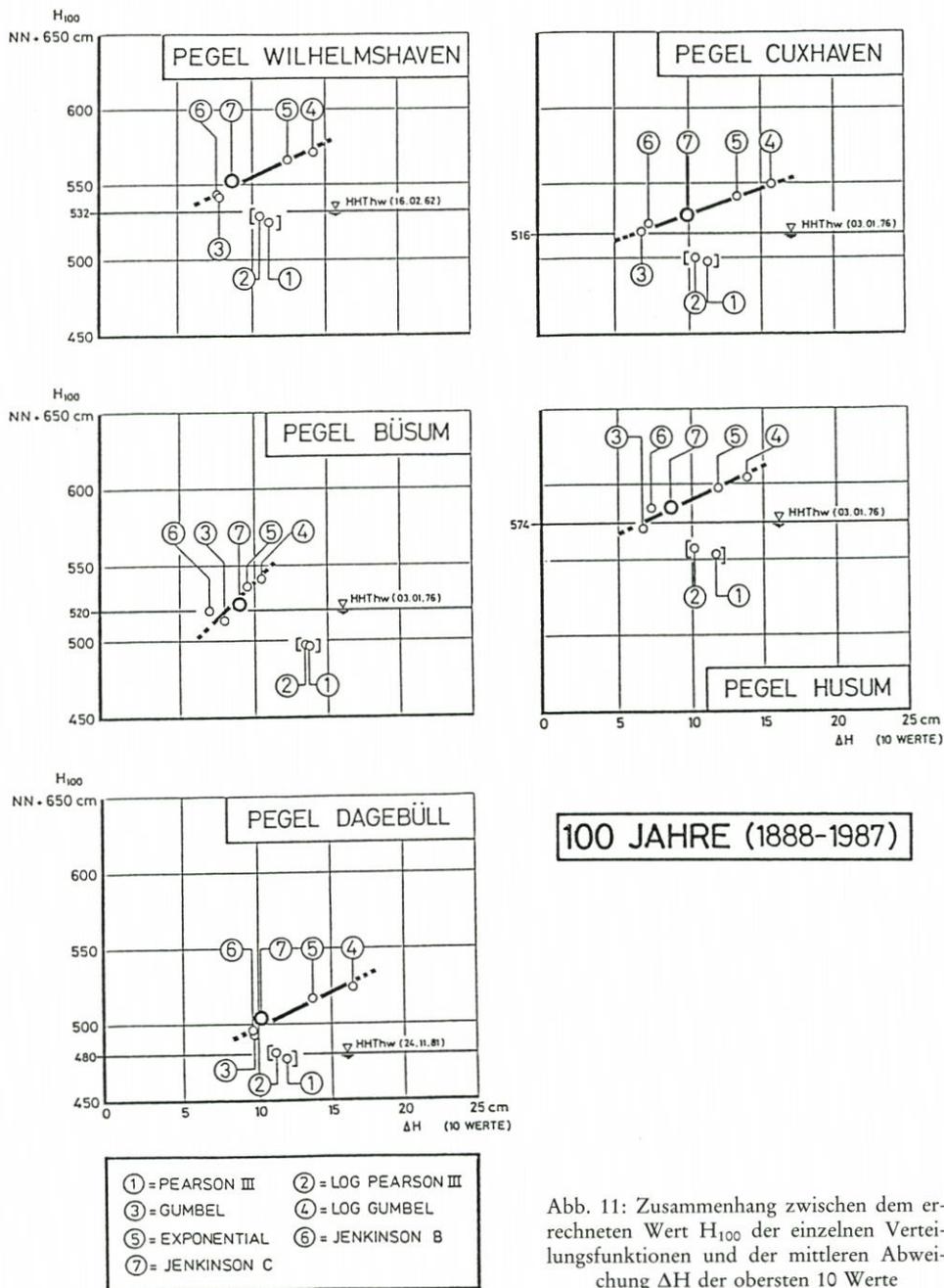
Die auf Abb. 6 bis 10 aufgezeigten Streuungen in den Ergebnissen für H_{100} und H_{1000} innerhalb der verschiedenen Anpassungsfunktionen sind, wie erwähnt, unvermeidlich, weil jede Anpassungsfunktion eben nur eine Näherung an die jeweilige Häufigkeitsverteilung sein kann. Bei dem Vergleich der Zeitreihen jedoch ist festzustellen, daß für die Pegel CUXHAVEN, BÜSUM, HUSUM und DAGEBÜLL fast durchweg bei allen Anpassungsfunktionen die letzte Fünfzigjahresreihe 1938 bis 1987 die höchsten Werte liefert.

Dies tritt besonders bei denjenigen Verteilungsfunktionen in Erscheinung, die aufgrund ihrer mathematischen Struktur diejenigen Häufigkeitsverteilungen am besten nähern, die (vgl. Abb. 2 unten) eine deutlich nach oben gerichtete Krümmung aufweisen, wie es bei fast allen Pegeln (auch den hier nicht beschriebenen) für die Jahresreihe 1938 bis 1987 der Fall ist.

Das gilt insbesondere für die JENKINSON-C-Verteilung, die als dreiparametrische Funktion sowohl nach oben als auch nach unten gekrümmte Häufigkeitsverteilungen auch im Bereich der Extremwerte in guter Näherung wiedergibt (JENKINSON, 1955). Quantitativ wird dies durch Abb. 13 bestätigt, wo bei der Jahresreihe 1938 bis 1987 (= 50 Jahre) bei allen Pegeln die JENKINSON-C-Verteilung die kleinste Abweichung und damit die beste Anpassungsgüte für die obersten 10 Wasserstände des Kollektives liefert (mit Ausnahme des Pegels WILHELMSHAVEN, wo sie aber auch dicht an der Spitze liegt, Abb. 13).

Werden die Zeitreihen 1888 bis 1987 (= 100 Jahre) und 1888 bis 1937 (= 50 Jahre) betrachtet, so zeigen in bezug auf die Anpassungsgüte hier zwar fast überall die GUMBEL- und die JENKINSON-B-Funktionen die besten Anpassungsgüten, an dritter Stelle und in unmittelbarer Nähe der erstgenannten Funktionen (3 und 6) folgt aber auch hier die JENKINSON-C-Funktion (7) (Abb. 11 und 12).

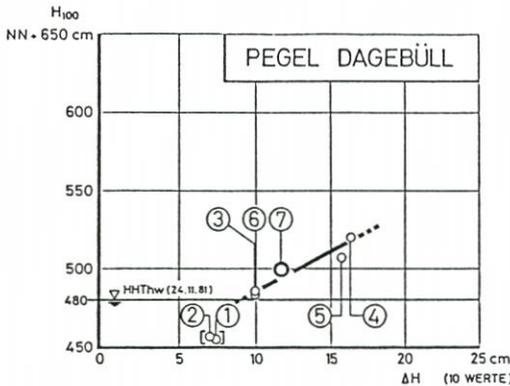
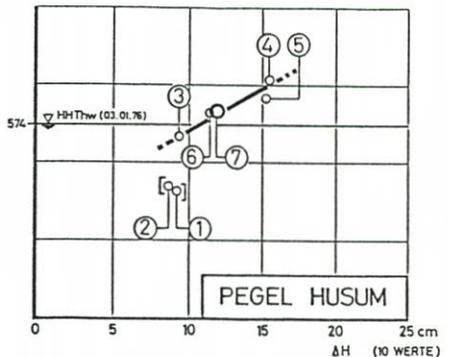
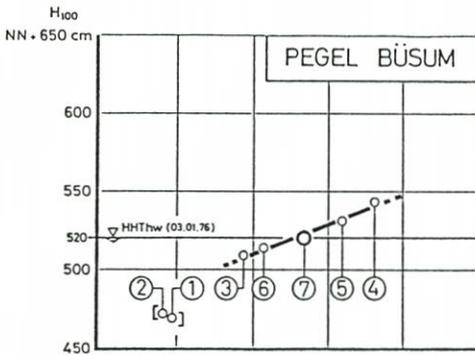
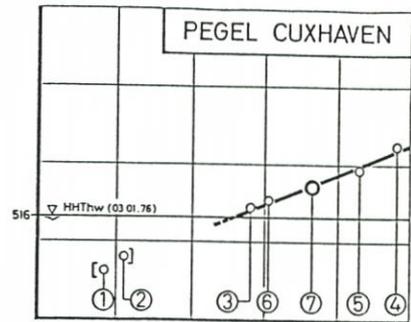
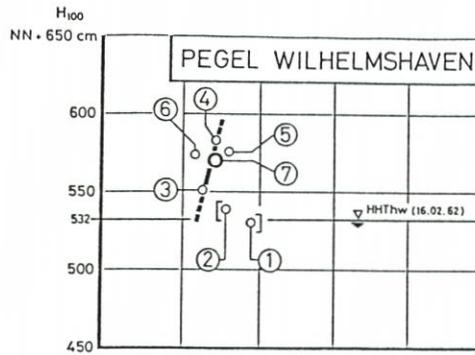
Es ist von Interesse, die zeitliche Entwicklung des Sturmflutwasserstandes H_{100} zu verfolgen, was nach dem Gedankenmodell „Vergeßlicher Chronist“ (FÜHRBÖTER 1976) geschehen kann. Hier wird die JENKINSON-C-Funktion mit einem Zeitfenster von 50 Jahren bis 1937 fortlaufend für jedes folgende Jahr bis zum Jahre 1987 angewendet und der Wert H_{100} bestimmt; die Ergebnisse für die fünf untersuchten Pegel sind auf Abb. 14 dargestellt.



100 JAHRE (1888-1987)

Abb. 11: Zusammenhang zwischen dem errechneten Wert H_{100} der einzelnen Verteilungsfunktionen und der mittleren Abweichung ΔH der obersten 10 Werte

Hier ist nur bei dem Pegel WILHELMSHAVEN eine unregelmäßige Streuung im Dezimeterbereich in den letzten 50 Jahren festzustellen; die Pegel CUXHAVEN, BÜSUM und HUSUM dagegen weisen ab 1962 Diskontinuitäten in Form positiver Sprünge besonders für die Jahre 1962 und 1976 auf (Abb. 14). Bei dem Pegel CUXHAVEN ist dabei PLATE



50 JAHRE (1888-1937)

- | | |
|-----------------|---------------------|
| ① = PEARSON III | ② = LOG PEARSON III |
| ③ = GUMBEL | ④ = LOG GUMBEL |
| ⑤ = EXPONENTIAL | ⑥ = JENKINSON B |
| ⑦ = JENKINSON C | |

Abb. 12: Zusammenhang zwischen dem errechneten Wert H_{100} der einzelnen Verteilungsfunktionen und der mittleren Abweichung ΔH der obersten 10 Werte

(1983) beizupflichten, der in seiner Auswertung bis zum Jahre 1975 keine signifikante Änderung der Sturmflutwahrscheinlichkeiten nachweisen konnte; wie aber Abb. 14 zeigt, ändert sich das Bild in den darauffolgenden Jahren. Bei dem Pegel DAGEBÜLL dagegen tritt der stärkste Sprung nach dem Jahre 1981 auf.

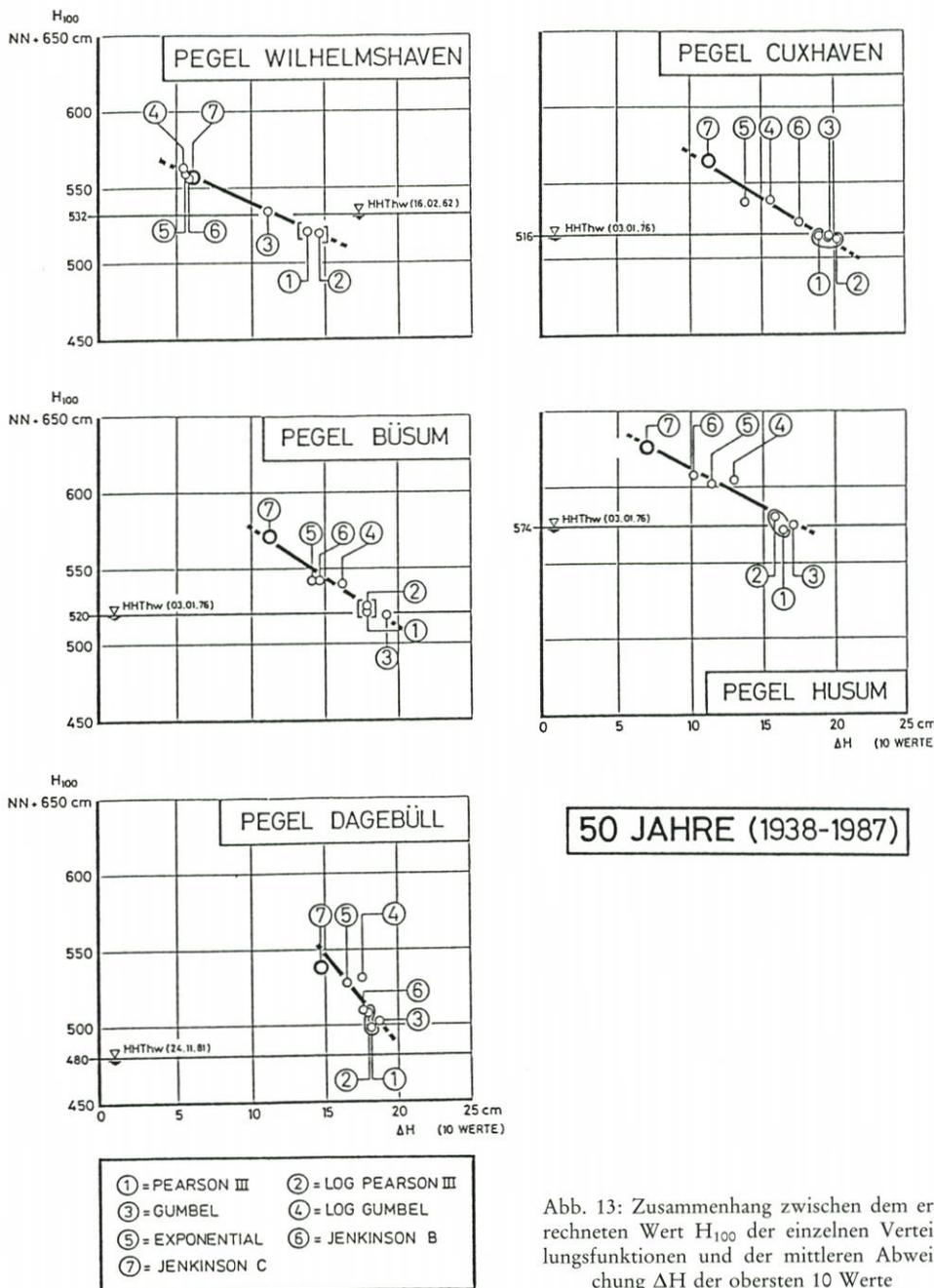


Abb. 13: Zusammenhang zwischen dem errechneten Wert H_{100} der einzelnen Verteilungsfunktionen und der mittleren Abweichung ΔH der obersten 10 Werte

Außerdem ist auf Abb. 14 eine Anwendung der Exponentialfunktion in der Variation nach FÜHRBÖTER (1976) dargestellt, bei der als Kollektiv nur die HTHw von Folgen von je fünf Jahren verwendet werden, wodurch eine bessere Anpassung der Funktion an die Extremwerte erreicht wird. Abb. 14 zeigt zwar Abweichungen im Dezimeterbereich zu den

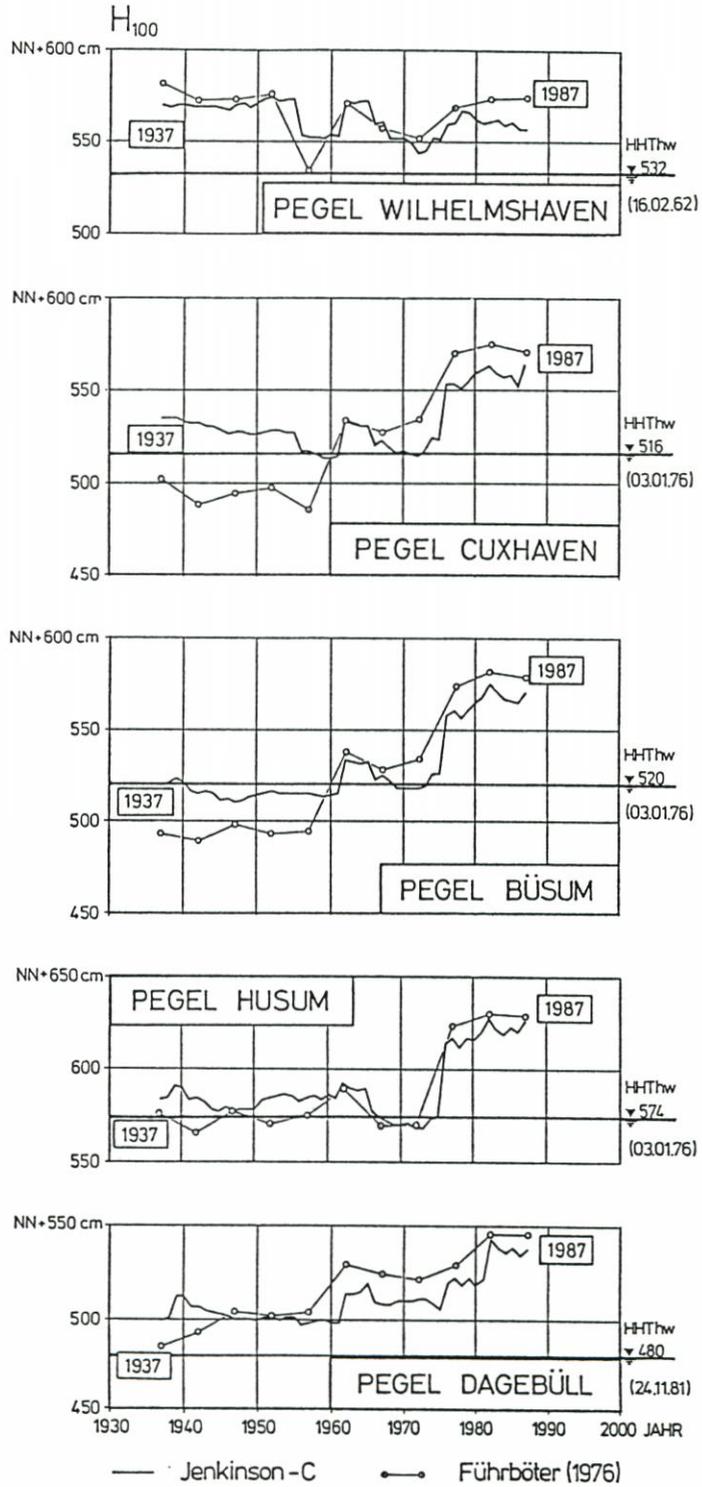


Abb. 14: Zeitliche Entwicklung des Wertes H₁₀₀ in den letzten 50 Jahren vor 1987 (Extrapolation aus einer Zeitreihe von 50 Jahren, alle Werte beschriftet auf das Jahr 2000)

Ergebnissen der JENKINSON-C-Funktion, im übrigen aber besteht durchaus eine Übereinstimmung im Verlauf der Kurven (Abb. 14).

Die Veränderungen der Sturmflutwahrscheinlichkeiten – hier durch den Wert H_{100} ausgedrückt – sind eine unmittelbare Folge des Sturmflutgeschehens der letzten Jahrzehnte. So wurde an allen fünf Pegeln mit der Februarsturmflut 1962 ein neues HHThw erzeugt; auch die Sturmflutkette vom November/Dezember 1973 lieferte bei allen Pegeln hohe HThw-Werte in die Kollektive aller Pegel. Östlich der Wesermündung wurde während der Sturmflutfolge vom Januar 1976 am 03.01.1976 das HHThw von 1962 bereits wieder übertroffen; am 24. 11. 1981 trat nochmals ein neues HHThw für die nördlichsten Pegel ein (Pegel DAGEBÜLL, Abb. 14). Zuletzt erbrachte der sturmflutreiche Winter 1982/1983 ebenfalls an allen Pegeln hohe Wasserstände.

Als Extremereignis ist auch die Hollandsturmflut von 1953 zu nennen; im Zusammenhang damit müssen auch zwei meteorologische Extremereignisse der letzten Jahrzehnte gesehen werden, nämlich der ADOLPH-BERMPOHL-Orkan von 1967 mit den höchsten je gemessenen Windgeschwindigkeiten auf der Nordsee und der Katastrophenorkan vom 12. 11. 1972, der auf dem Kontinent von Nordfrankreich bis Polen eine Spur schwerster Zerstörungen, vor allem in den Wäldern hinterließ. Der erstere Orkan führte nur deshalb nicht zu einer Extremsturmflut, weil sein Maximum in die Niedrigwasserzeit fiel, der letztere wegen seiner extrem südlichen Zugbahn.

Daß auch in den letzten Jahrzehnten an der deutschen Nordseeküste ein überdurchschnittlich hoher Anstieg der MThw-Werte festzustellen ist (vgl. z. B. FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985), braucht nicht unbedingt mit der verstärkten Sturm- und Sturmflutaktivität zusammenzuhängen, andererseits kann eine gemeinsame Ursache nicht ausgeschlossen werden. Auf jeden Fall sind exakt-quantitative Kausalketten z. Z. nicht verfügbar, die eine verbindliche Extrapolation auf die Zukunft erlauben.

Vom Sturmflutgeschehen her gesehen, besteht Einigkeit darüber, daß in den letzten Jahrzehnten eine Häufung von Extremsturmfluten an der Nordseeküste stattgefunden hat, deren Folge in der statistischen Auswertung eine Erhöhung der Sturmflutwahrscheinlichkeit ist. Ob dieser Prozeß wieder abklingt oder ob gar eine Zunahme zu erwarten ist, kann derzeit nicht exakt vorausgesagt werden (vgl. FÜHRBÖTER, 1979); in erster Näherung kann aber davon ausgegangen werden, daß das Kollektiv der letzten 50 Jahre auch für die nächste Zukunft bestimmend bleibt.

7. Schriftenverzeichnis

- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Wahrscheinlichkeiten und Häufigkeiten von Extremsturmfluten. Die Küste, H. 34, 1979.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderungen des Säkularanstieges an der deutschen Nordseeküste. Wasser und Boden, 38. Jahrgang, H. 9, 1986.
- FÜHRBÖTER, A.: Über die Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der Westküste Schleswig-Holsteins (Stand 1987) (unveröff.), 1988.
- FÜHRBÖTER, A., DETTE, H. H. u. JENSEN, J.: Zeitliche Veränderungen im Auftreten von Extremsturmfluten an der niedersächsischen Nordseeküste. (unveröff.), 1982.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
- FÜHRBÖTER, A.; DETTE, H. H., JENSEN, J. u. SCHULZE, M.: Statistische Betrachtungen zu den Bemessungswasserständen an der niedersächsischen Nordseeküste. (unveröff.), 1987.

- HUNDT, G.: Maßgebliche Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste, Doppelheft 1/2, 1955.
- JENKINSON, A. F.: The Frequency Distribution of the Annual Maximum (or Minimum) Values of Meteorological Elements. Chapter by Journal of the Royal Meteorological Society, Vol. 81, 1955.
- JENSEN, J.: Ungewöhnliche Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, H. 83, 1984.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, H. 88, 1985.
- JENSEN, J.: Anwendungen der JENKINSON-Funktion zur Ermittlung von meteorologischen Bemessungsereignissen. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, H. 98, 1987.
- LÜDERS, K.: Über die Gültigkeitsdauer des „Bemessungswasserstandes für Seedeiche“ an der niedersächsischen Nordseeküste. Jahresbericht 1969, Band XXI, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney, 1971.
- MANIAK, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, London, Paris, Tokyo, 1988.
- v. MISES: Wahrscheinlichkeit, Statistik und Wahrheit. Springer Verlag, Wien, New York, 4. Auflage, 1972.
- PETERSEN, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landesschutzdeiche. Die Küste, Doppelheft 1/2, 1955.
- PLATE, E. J.: Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- POISSON, S. D.: Lehrbuch der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Deutsche Übersetzung von Dr. Schnuse. G. E. E. Meier Verlag, Braunschweig, 1841.
- RAUDKIVI, A. J.: Hydrology, An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modeling. Pergamon Press, Frankfurt, 1979.
- SCHERENBERG, R.: Generalplan „Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein“. Wasser und Boden, H. 2, 1988.
- SIEFERT, W.: Über das Sturmflutgeschehen in Tideflüssen. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, H. 63, 1978.
- TÖPPE, A.: Wahrscheinlichkeit von Extremwasserständen an der niedersächsischen Nordseeküste (unveröff.), 1988.
- WEMELSFELDER, P. J.: Wetmatigheden in het optreden van stormvloed. De Ingenieur, No. 9, 1939.

Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt

Von RUDOLF SCHERENBERG

Zusammenfassung

Wegen der höheren und häufigeren Sturmfluten mit längeren Verweilzeiten hoher Wasserstände haben die Abbruchverluste an der Sylter Westküste deutlich zugenommen. Im Fachplan Küstenschutz Sylt vom 13. 1. 1985 ist das Konzept für die künftige Sicherung der Sylter Küste zusammenfassend dargestellt worden. Dazu gehört das erläuterte Untersuchungsprogramm zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, das im Herbst 1985 angelaufen ist.

Ziel ist die Erfassung der von Tide und Seegang erzeugten Kräfte und der daraus resultierenden Sedimentbewegungen mit Hilfe hydrologischer Messungen, Sedimentuntersuchungen und laufender meßtechnischer Erfassung der Küstenveränderungen. Die Ergebnisse sollen miteinander korreliert werden, um daraus Schlüsse für die Optimierung der Sicherungsmaßnahmen ziehen zu können.

Summary

The erosion of the Island of Sylt has significantly accelerated due to the increased frequency of extreme storm surges of longer duration. A concept for the future protection of the Island's coastline is given in detail in the Sylt Coastal Protection Plan of January 13, 1985. This includes the here discussed investigations which began in the fall of 1985 for optimizing the Sylt coastal protection.

The goal is the determination of the tidal and wave induced forces and the resulting sediment motion. This is accomplished with hydrological and sediment measurements as well as surveys to determine the coastline changes. Correlations between these data are to be made, and conclusions drawn for optimizing the coastal protection measures.

Inhalt

1. Vorbemerkung	188
2. Voruntersuchungen	189
2.1 Stabilitätsuntersuchungen im nördlichen nordfriesischen Wattenmeer	189
2.2 Untersuchungen der Abhängigkeiten zwischen Seegang und Wind, Seegang und Unterwassertopographie sowie zwischen Seegang und Küstenlängstransport.	189
2.3 Erstellung eines mathematischen Modells zur Simulation großräumiger Strömungs- und Sedimenttransportvorgänge im Bereich der Insel Sylt	189
2.4 Versuchssandvorspülungen	191
3. Hauptuntersuchung	191
3.1 Messungen mit Richtungswellenmeßbojen (Franzius-Institut)	191
3.2 Untersuchung des seegangerzeugten Küstenlängstransports mit Hilfe eines EDV-Programms (Leichtweiß-Institut).	193
3.3 Analyse des großräumigen gezeitenerzeugten Sedimenttransports mit Hilfe eines HN-Modells (Institut für Strömungsmechanik)	194
3.4 Untersuchungen des Verlaufs von Quer- und Längstransport der Sedimente vor Sylt (Geologisch-Paläontologisches Institut)	196
3.5 Hydrologische Messungen sowie hydrographische und terrestrische Vermessungen (Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum).	199
4. Schlußbemerkung und Ausblick	203
5. Schriftenverzeichnis	203

1. Vorbemerkung

Die in den vergangenen 30 Jahren beobachtete Zunahme des Rückgangs der Westküste Sylts hat das Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein 1982 veranlaßt, die Größe des Küstenrückgangs, seine Ursachen und Vorschläge für Gegenmaßnahmen untersuchen zu lassen. Das Ergebnis der Untersuchungen ist im Fachplan Küstenschutz Sylt (ALW Husum, 1985) zusammengefaßt worden.

Nach gründlicher Auswertung aller Messungen, Untersuchungen und Erfahrungen sowie nach sorgfältiger Abwägung aller Lösungsmöglichkeiten und Beachtung der mit dem Küstenschutz zusammenhängenden Belange werden regelmäßig zu wiederholende Sandvorspülungen ohne Ergänzung durch massive Bauwerke als die in technischer, wirtschaftlicher und landchaftspflegerischer Hinsicht günstigste Lösung für Gegenmaßnahmen empfohlen. Gleichzeitig wird vorgeschlagen, durch ein Untersuchungsprogramm

- den Kenntnisstand über die küstenrelevanten Vorgänge an der Westküste Sylts zu verbessern und
- die Methode der Sandvorspülungen zu optimieren.

Das Ministerium hat dazu im Herbst 1985 ein umfangreiches Untersuchungsprogramm, bestehend aus einem

- Naturmeßprogramm und
- Modelluntersuchungen,

eingeleitet. Es ist vor allem darauf gerichtet,

- die meteorologischen und hydrologischen Vorgänge und Zusammenhänge vor Sylt
- ihre Auswirkungen auf die Uferabbrüche und den Sedimenthaushalt und
- ihre Bedeutung für die morphologischen und sedimentologischen Erscheinungsformen zu erfassen.

Dazu ist es notwendig, den Sedimenttransport vor der Sylter Küste und seine Abhängigkeiten von Seegang, Tide und künstlichen Eingriffen zu analysieren. Darauf aufbauend soll untersucht werden, wie der Sedimenttransport zugunsten des Insel-schutzes beeinflußt werden kann, wie die Sandvorspülungen optimiert werden können und ob ggfs. zusätzliche Maßnahmen den Energieeintrag auf die Sylter Westküste mit vertretbarem Aufwand vermindern können.

An den Untersuchungen sind

- das Franzius-Institut der Universität Hannover,
- das Geologisch-Paläontologische Institut der Universität Kiel,
- das Institut für Strömungsmechanik der Universität Hannover,
- das Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig
- und das Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum

beteiligt.

Die einzelnen Untersuchungen und ihre Ergebnisse werden in regelmäßig stattfindenden gemeinsamen Besprechungen und durch Austausch aller Unterlagen abgestimmt.

Da es sich bei dem Untersuchungsprogramm um ein Forschungsvorhaben handelt, das sich mit einer für das Küsteningenieurwesen wesentlichen Aufgabenstellung befaßt, hat der Deutsche Bundestag hierfür Mittel bewilligt, die vom Bundesminister für Forschung und Technologie bereitgestellt werden.

Der nachfolgende Bericht ist auf der Grundlage von Beiträgen der vorstehenden Institute zusammengestellt worden.

2. Voruntersuchungen

Als Vorstufe sind drei Voruntersuchungen mit den nachfolgend genannten Ergebnissen durchgeführt worden:

2.1 Stabilitätsuntersuchungen im nördlichen nordfriesischen Wattenmeer

Das nördliche nordfriesische Wattenmeer mit Ausnahme des Lister Tiefs befindet sich nicht in einem hydrologisch-morphologischen Gleichgewichtszustand. In der Norderaue und im Hörnum-Tief besteht eindeutig ein Volumenüberschuß durch einen Spülstrom von 60 Mio. m³ pro Tide, der von der Norderaue aus über die Föhrer Schulter und durch das Amrum-Tief in das Hörnum-Tief übertritt. Dadurch werden die betroffenen Priele und angrenzenden Wattflächen erodiert. Eine Stabilisierung kann nur erreicht werden, wenn der Spülstrom unterbrochen wird (Abb. 1).

2.2 Untersuchungen der Abhängigkeiten zwischen Seegang und Wind, Seegang und Unterwassertopographie sowie zwischen Seegang und Küstenlängstransport

Auf der Grundlage von vorliegenden Wellen- und Windmessungen wurde eine Langzeit-Seegangsstatistik als Voraussetzung für die Beurteilung des Einflusses der Unterwassertopographie und des Küstenlängstransports erstellt.

Mit diesen Eingangswerten wurden die Längstransportmengen unter Berücksichtigung des Flachwassereinflusses berechnet und bilanziert.

Mit einem halb-theoretischen, durch vorhandene Messungen überprüften Ansatz wurde die Wellenhöhenveränderung im Rinnensystem untersucht. Danach wachsen die Wellenhöhen im Rinnensystem nur bis zu einer wasserstandsabhängigen Grenzhöhe an.

Durch eine Rifferhöhung kann eine deutliche Abminderung der Wellenhöhen und damit der Transportkapazität im Riff- und Strandbereich erreicht werden.

2.3 Erstellung eines mathematischen Modells zur Simulation großräumiger Strömungs- und Sedimenttransportvorgänge im Bereich der Insel Sylt

Da u. a. die Einflüsse des Hindenburgdammes und eines denkbaren Dammes über die Föhrer Schulter untersucht werden sollen, ist das Sylt-Modell zweckmäßigerweise auf das nordfriesische Wattenmeer zwischen der dänischen Insel Röm und der Halbinsel Eiderstedt auszudehnen. Die dafür erforderlichen Randbedingungen können nur durch eine „Modellfamilie“, d. h. über ein großräumiges Nordseemodell und ein Modell Deutsche Bucht, gewonnen werden.

Antworten auf örtliche Einzelfragen, z. B. Grenze zwischen den Küstenbereichen mit überwiegender Tideströmung und überwiegender Brandungsströmung, müssen in Ausschnittmodellen mit verfeinerten Gitternetzen untersucht werden.

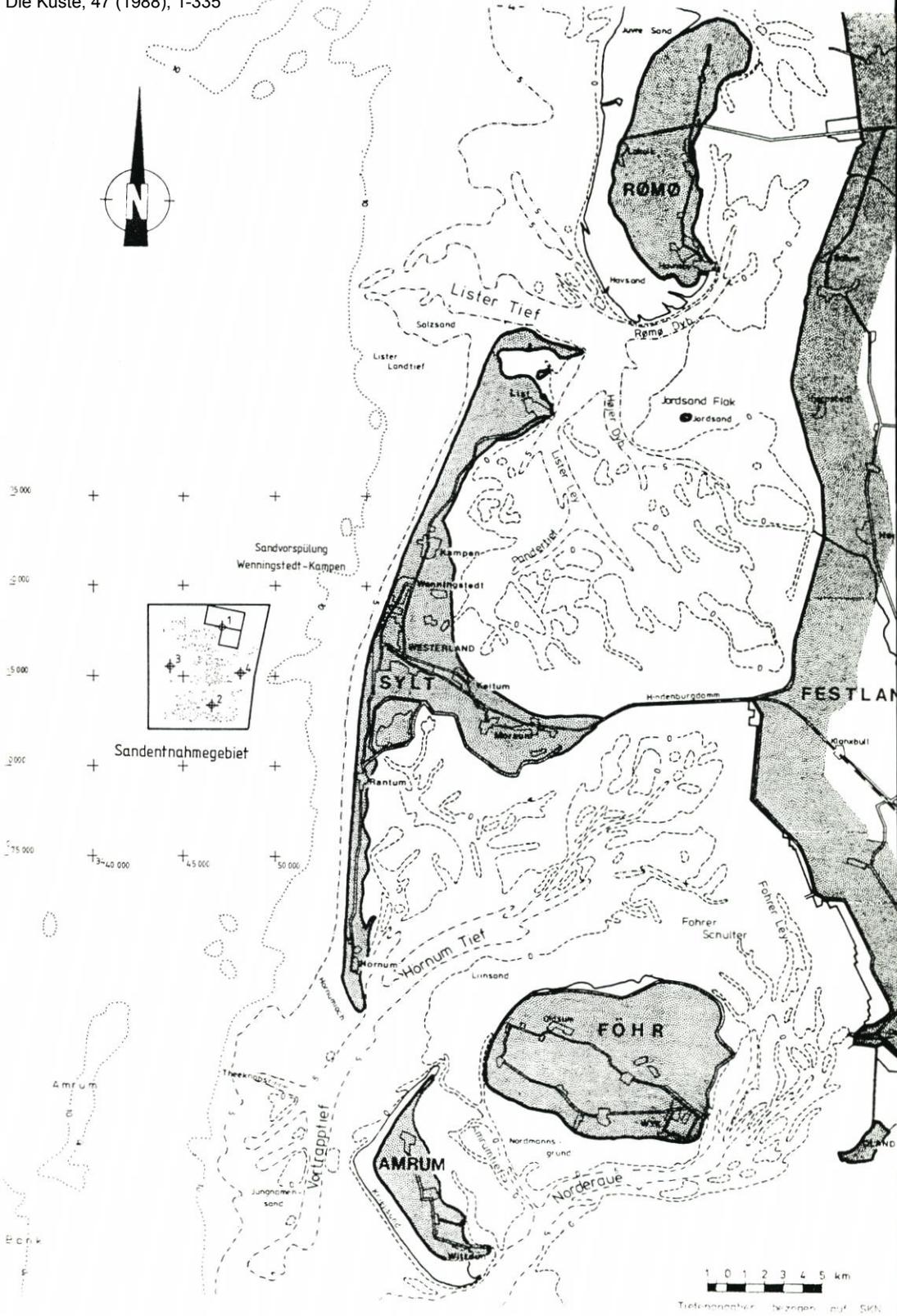


Abb. 1: Übersichtskarte

2.4 Versuchssandvorspülungen

Zu den Voruntersuchungen zählen außerdem drei Versuchssandvorspülungen, die 1972 und 1978 vor Westerland mit je rd. 1 Mio. m³ Sand und 1983 vor Hörnum mit rd. 0,6 Mio. m³ Sand durchgeführt worden sind (FÜHRBÖTER et al., 1972; DETTE/GÄRTNER, 1987). Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Sandvorspülungen sind die einzige aller auf Sylt in Betracht kommenden Sicherungsmethoden, die nach dem Kosten-Nutzen-Verhältnis volkswirtschaftlich sinnvoll sind.
- Sandvorspülungen an der Westküste Sylts müssen bei Zugrundelegung der Abbruchverluste der letzten 30 Jahre im Mittel etwa alle sechs Jahre wiederholt werden, um den Materialverlust auszugleichen.
- Sandvorspülungen sind unschädlich für die Küste, da Lee-Erosionen weitgehend auszuschließen sind. Sie fördern möglicherweise die Riffbildung und tragen dadurch zur Dämpfung des den Strand erreichenden Seegangs bei.

3. Hauptuntersuchung

Die Untersuchungen des interdisziplinären, zunächst auf drei Jahre ausgelegten Forschungsvorhabens umfassen folgende fünf Schwerpunkte:

1. Erfassung und Auswertung des Seegangs im Tiefwasserbereich vor Sylt mit Hilfe von Richtungswellenmeßbojen.
2. Erstellung und Eichung eines numerischen Modells zur Erfassung des seegangserzeugten Küstenlängstransportes entlang der Westküste Sylts auf der Grundlage von vor Sylt gewonnenen Naturmeßdaten.
3. Erstellung und Eichung eines HN-Modells zur Erfassung des gezeitenerzeugten Sedimenttransports im Küstenbereich der Insel Sylt.
4. Sedimentologische Untersuchungen in ausgewählten Testfeldern (Abb. 2) zur Erfassung der periodisch-jahreszeitlichen und der ereignisbedingten Sedimentverlagerungen und -umlagerungen im Küstenlängs- und -quertransport.
5. Dauermessungen vor der Küste und in ausgewählten Testfeldern zur kontinuierlichen Erfassung u. a. von Wasserständen, Wellen und Strömungen vor Sylt und regelmäßige Vermessung des Strand- und Dünenbereiches entlang der Westküste Sylts sowie Seevermessungen in den Testfeldern.

3.1 Messungen mit Richtungswellenmeßbojen (Franzius-Institut)

Zur Erfassung des Seegangs im Tiefwasserbereich nach Größe und Richtung sind 5 km westlich von Westerland bei etwa 13,5 m Wassertiefe zwei Richtungswellenmeßbojen, System Datawell, ausgelegt worden (Abb. 3).

Mit den Messungen ist am 16. 9. 1986 begonnen worden.

Eine Boje wird zur Ermittlung einer Langzeitseegangsstatistik vor Westerland verbleiben, während die zweite Boje an der seeseitigen Grenze der verschiedenen Testfelder vor der Küste eingesetzt werden soll. Die beiden Bojen wurden zunächst küstenparallel in einem Abstand von rd. 1000 m ausgelegt, um zum einen die Aussagekraft von Punktmessungen und zum anderen die Zuverlässigkeit des Meßsystems zu überprüfen. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung der Meßergebnisse.

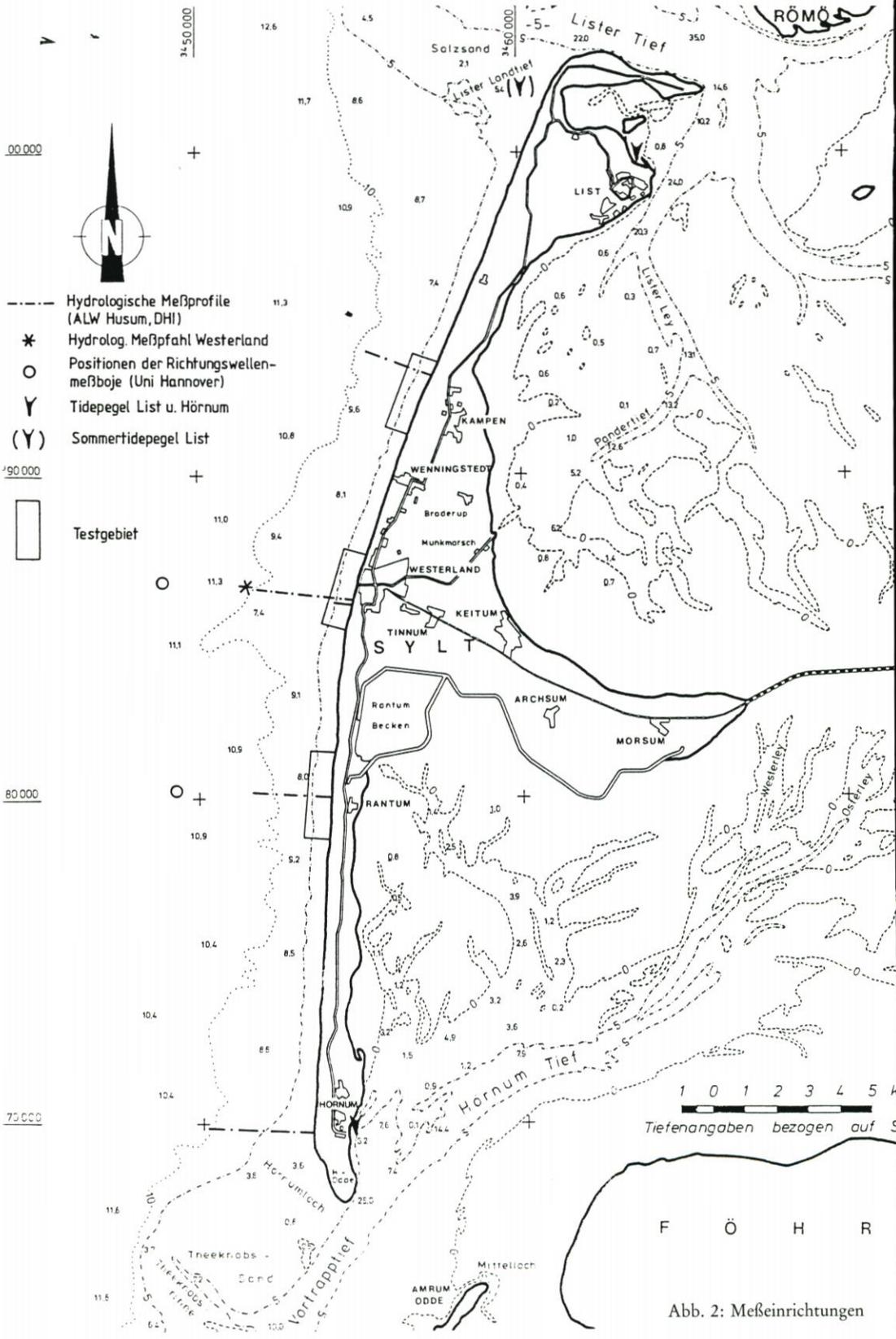


Abb. 2: Meßeinrichtungen

Die Meßdaten werden über eine Postleitung zum Rechner im Franzius-Institut übertragen. Dort werden sie ausgewertet. Über die gleiche Leitung kann das Meßsystem auch gesteuert werden, d.h., die Startzeiten der Messungen sowie Art und Umfang der zu speichernden Daten können von Hannover aus bestimmt werden.

Aus den Daten werden folgende vier Seegangparameter berechnet und monatsweise dargestellt (Abb. 4):

- signifikante Wellenhöhe H_s
- charakteristische Wellenperiode T_z
- mittlere Wellenrichtung $\bar{\Theta}$
- mittlere Bandbreite $\bar{\psi}$

Zum Vergleich werden die Wasserstände (Station Westerland) und die Windparameter (Station List) dargestellt (Abb. 5).

Die Meßergebnisse sind Grundlage für die Untersuchungen des seegangserzeugten Küstenlängstransports, da die Richtung des anlaufenden Seegangs neben den signifikanten Wellenhöhen und -perioden der Haupteinflußfaktor für die Transportmengen und -richtungen ist.

3.2 Untersuchung des seegangserzeugten Küstenlängstransports mit Hilfe eines EDV-Programms (Leichtweiß-Institut)

Der Sedimenttransport an sandigen Küsten ist im wesentlichen bestimmt durch das Zusammenwirken von Wellen und Strömungen mit der Bodentopographie. Im ersten Schritt können die Wellen, die in Wassertiefen von 10 bis 15 m gemessen werden, mit Hilfe eines Refraktionsprogramms, das die Flachwassereffekte berücksichtigt, bis zur Brecherlinie gerechnet werden.

In einem weiteren Schritt wird daraus die Energieumwandlung und damit die Wellenhöhe in der Brecherzone berechnet (Abb. 6). Die Verteilung der Wellenhöhe in der gesamten Brandungszone und die wellenerzeugte Brandungsströmung kann dann mit Hilfe eines numerischen Modells für verschiedene Ausgangswellen, Wellenperioden, Brecherwinkel, Wasserstände und unter Berücksichtigung der Unterwassertopographie ermittelt werden (Abb. 7).

Die dafür im Schrifttum angegebenen Verfahren sind mit Hilfe von Naturmessungen und Versuchen im Großen Wellenkanal auf ihre Eignung geprüft und ausgewählt worden (DETTE, 1986).

Der letzte Schritt ist die Ermittlung des Sedimenttransports aus der Brandungsströmung. Die dafür verfügbaren Ansätze werden in einem der drei ausgewählten Testfelder vor Sylt (s. Ziffer 3.4), die mit Meßgeräten ausgestattet sind, überprüft und ggfs. verbessert.



Abb. 3: Richtungswellenmeßboje der Firma DATAWELL (nach Firmeninformationsblatt)

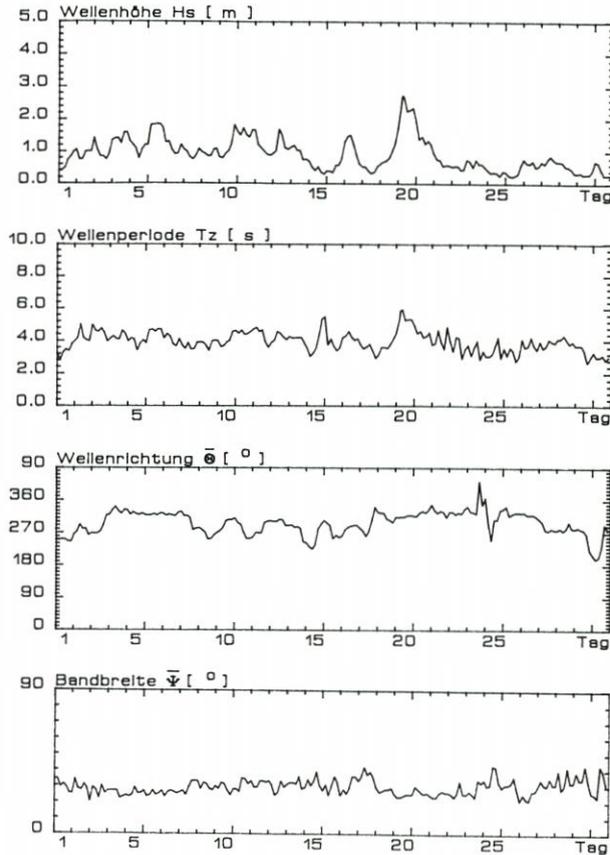


Abb. 4: Von der Meßboje 2 im Mai 1987 aufgezeichnete Wellenparameter (nach Franzius-Institut)

Die bisherigen Messungen zeigen die starke Abhängigkeit des Sedimenttransports von der Wellenhöhe und -richtung. Die Berechnungsansätze müssen noch verfeinert werden, um zu einer besseren Abschätzung des Sedimenttransports zu kommen.

3.3 Analyse des großräumigen gezeitenerzeugten Sedimenttransports mit Hilfe eines HN-Modells (Institut für Strömungsmechanik)

In dem Modell sollen zunächst die Tidedrömungen und daraus der Materialtransport in Abhängigkeit von verschiedenen Tideereignissen untersucht werden. Dabei bilden die Inseln mit den Tidebecken der benachbarten Wattströme die Untersuchungsschwerpunkte. Außerdem sollen die Wasserstands- und Strömungsveränderungen infolge des Baues des Hindenburgdammes und eines gedachten Dammes über die Föhrer Schulter simuliert werden.

Aufgrund der Ergebnisse der Voruntersuchungen (s. 2.3) werden die Untersuchungen mit Hilfe einer „Modellfamilie“ vorgenommen, wobei die einzelnen Modelle miteinander gekoppelt werden können (Abb. 8).

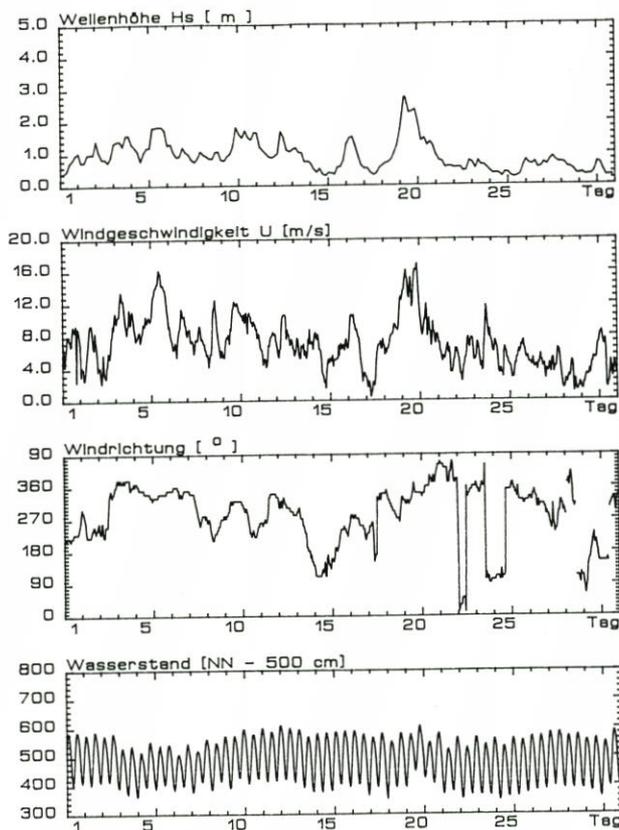


Abb. 5: Von der Meßboje 2 im Mai 1987 aufgezeichnete Wind- und Tideparameter (nach Franzius-Institut)

Das Strömungsmodell wird durch zahlreiche vorliegende Naturmessungen auf Naturähnlichkeit überprüft.

Die angestrebte Aussagekraft der Modellergebnisse erfordert ein hochauflösendes Modell und dieses wiederum neue Kartenunterlagen mit genauer Topographie. Das Gitternetz des Modells Nordfriesisches Wattenmeer/Sylt besteht aus 3124 Knotenpunkten.

Das Modell wird anhand von Vergleichen der gerechneten mit den in der Natur gemessenen Werten folgender Parameter

- Isolinien der Tidewasserstände
- Isolinien der Eintrittszeiten der Th- und Tn-Wasserstände
- Wasserstandsganglinien (Abb. 9)
- Isolinien des Tidehubs (Abb. 10)

überprüft und verbessert.

Nachfolgend werden aus den im Modell ermittelten Strömungsdaten mit Hilfe empirisch ermittelter Transportformeln Transportwege und -mengen für die Küstenbereiche mit überwiegend gezeitenerzeugten Strömungen ermittelt.

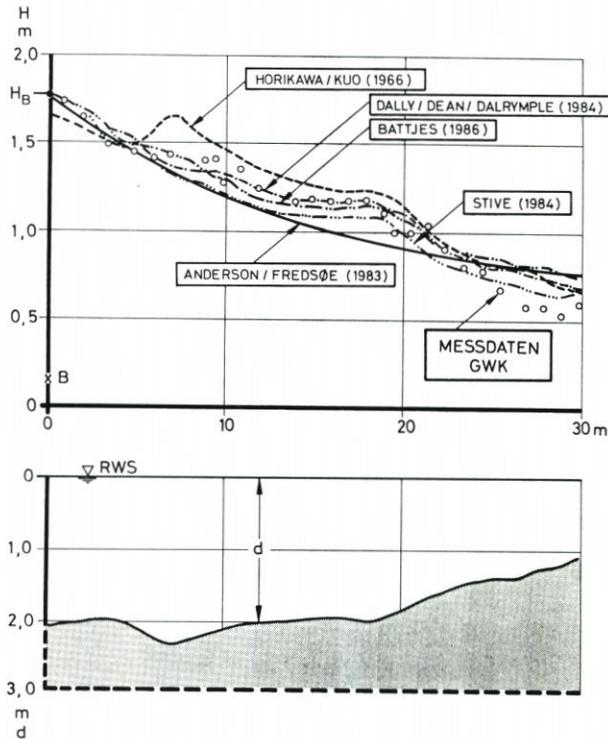


Abb. 6: Wellenhöhenverteilung über die Brecherzone für Meßdaten (großer Wellenkanal) mit $H_B = 1,8$ m und Berechnungsergebnissen nach ausgewählten Verfahren (nach Leichtweiß-Institut)

3.4 Untersuchungen des Verlaufs von Quer- und Längstransport der Sedimente vor Sylt (Geologisch-Paläontologisches Institut)

Durch sedimentologische Untersuchungen im Strand- und Vorstrandbereich werden die periodisch-jahreszeitlichen und die ereignisbedingten (Sandaufspülung, Sturmfluten) Quer- und Längstransporte der Sedimente ermittelt.

Ziel der Untersuchungen ist es, die Naturvorgänge bei der Sedimentverteilung zu ermitteln, um die unvermeidliche Verteilung des aufgespülten Sandes als Mittel zur Verlagerung in die schutzbedürftigen Küstenbereiche bei zugleich höchstmöglicher Verweildauer zu nutzen.

Eine große Rolle spielt dabei der Quertransport und das regelmäßige Wechselspiel zwischen hohem Sommerstrand mit niedrigem Riff und niedrigem Winterstrand mit hohem Riff.

Das Riff wird in ziemlich regelmäßigen Abständen von Rinnen unterbrochen, die bisher als Rippstrom-Rinnen gedeutet werden. Ihre Bedeutung für den Sedimenthaushalt vor Sylt und für den seewärtigen Transport bei auflandigen Winden soll geklärt werden.

Der starke Längstransport an der Sylter Westküste wird z. B. aus der beobachteten Wanderung morphologischer Formen deutlich. Hiervon unabhängig ist die Wanderung der Sandkörner, die in der Regel in gleicher Richtung, aber schneller erfolgt.

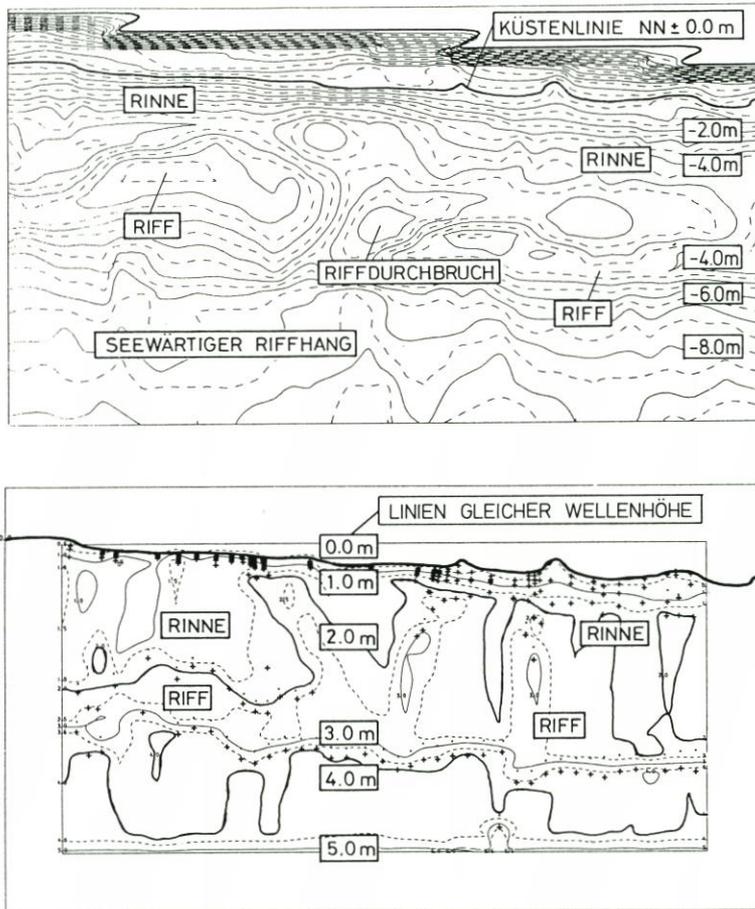


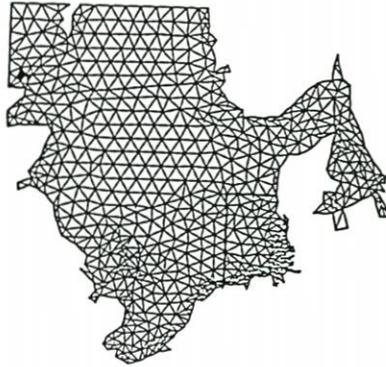
Abb. 7: Topographie des Untersuchungsgebietes (oben) und Linien gleicher Wellenhöhe über dem Untersuchungsgebiet mit Angabe der Brecherzone von (+) bis (-) (unten) (nach Leichtweiß-Institut)

Die damit im Zusammenhang stehenden Fragen sollen durch die Auswertung von Probenentnahmen und Luminophorenversuche geklärt werden. Die Auswertungsergebnisse werden mit den Ergebnissen der hydrologischen Messungen und Berechnungen sowie Strandmessungen in Beziehung gesetzt.

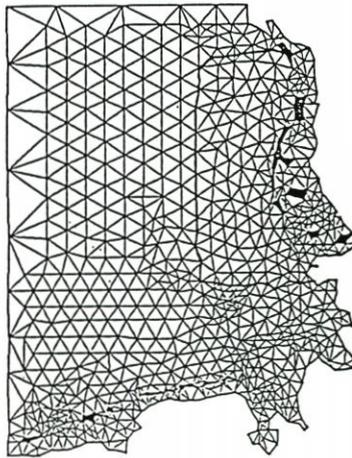
Die Messungen und Untersuchungen werden in folgenden drei Testfeldern (rd. 600 m breit ab Uferlinie und rd. 1500 m lang) durchgeführt (Abb. 2):

- Kampen (Kliffküste, fast ohne Riff)
- Westerland (befestigtes Ufer, unregelmäßiges Riff)
- Rantum (Dünenufer, ausgeprägtes Riff)

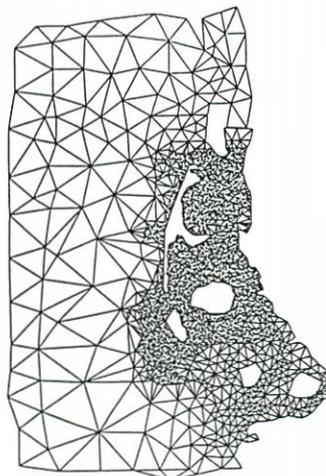
Die morphologischen Großstrukturen und die Sedimentverteilungsmuster von Riffen, Rinnen und Rippströmen waren im bisherigen Untersuchungszeitraum in ihrer Ausbildung sehr beständig. In den Einzelformen und der Sedimentverteilung treten jedoch deutliche zeitliche Veränderungen auf, die entweder jahreszeitlich oder durch einzelne Wetterlagen bestimmt sind. Die Höhen der Riffe schwanken erheblich, und die Richtung des Rippstromes



NORDSEE



DEUTSCHE BUCHT



NORDFRIESISCHES WATTENMEER/SYLT

Abb. 8: Modellfamilie (nach Institut für Strömungsmechanik)

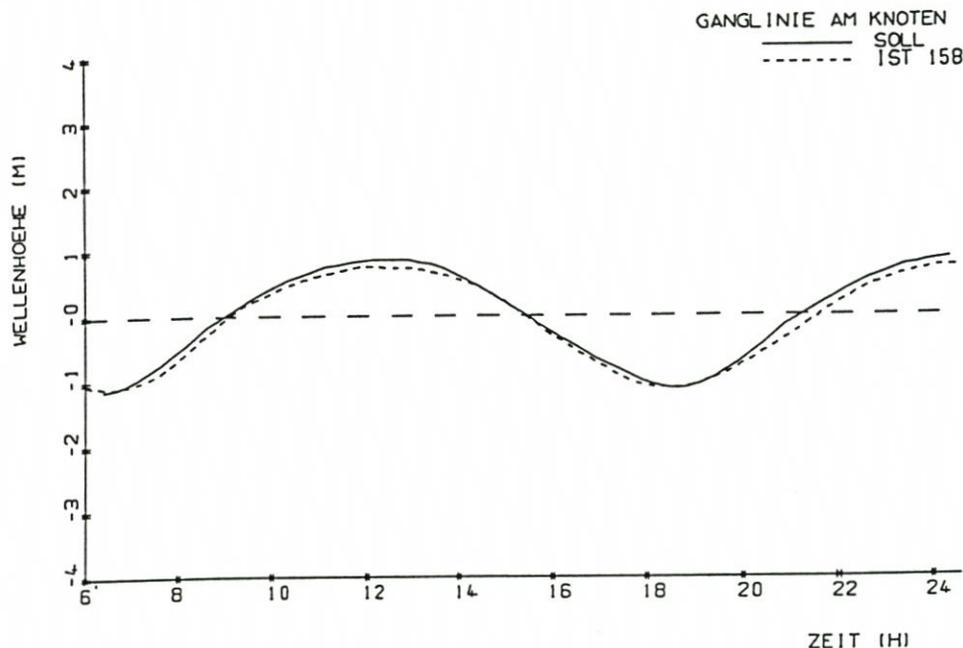


Abb. 9: Wasserstandsganglinien für den Pegel Hörnum/Sylt (nach Institut für Strömungsmechanik)

vor Rantum zeigte im Winter 1986/87 eine auffällige Drehung. Für eine Analyse der Zusammenhänge reicht der Beobachtungszeitraum jedoch nicht aus.

Für den Sedimenthaushalt ist neben dem Kollektivtransport auch der Einzelkortransport von großer Bedeutung. Dies trifft besonders für die Bereiche mit zusätzlichem Sedimentangebot, wie er durch Sandvorspülungen vorliegt, zu. Diese zusätzlichen Sedimentmengen ermöglichen wahrscheinlich erst, zumindest in Teilbereichen, die Konstanz der Strukturen, die aus den bisherigen Luminophorenversuchen bestätigt werden. Die künftigen Tracerversuche sollen hierzu weitere Informationen liefern.

Typische Sedimentverteilungen aus dem Testgebiet Rantum sind in Abb. 11 dargestellt. Die gleichzeitig erstellten Tiefenlinienpläne zeigt Abb. 12.

3.5 Hydrologische Messungen sowie hydrographische und terrestrische Vermessungen (Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum)

Die Untersuchungen zu 3.1 bis 3.4 werden begleitet von Wind-, Wellen-, Wasserstands- und Strömungsmessungen sowie von regelmäßigen und ereignisabhängigen Vermessungen bestimmter Küstenprofile und topographischen Aufnahmen des Strandes und Vorstrandes in den drei Testfeldern (s. 3.4 und Abb. 1).

Für die hydrologischen Messungen stehen außer den unter 3.1 genannten Richtungswellenmeßbojen zur Verfügung

– die im Zusammenhang mit den Versuchssandvorspülungen vor Westerland und Hörnum eingerichteten Meßprofile mit Wellen-, Wasserstands- und Strömungsmeßgeräten,

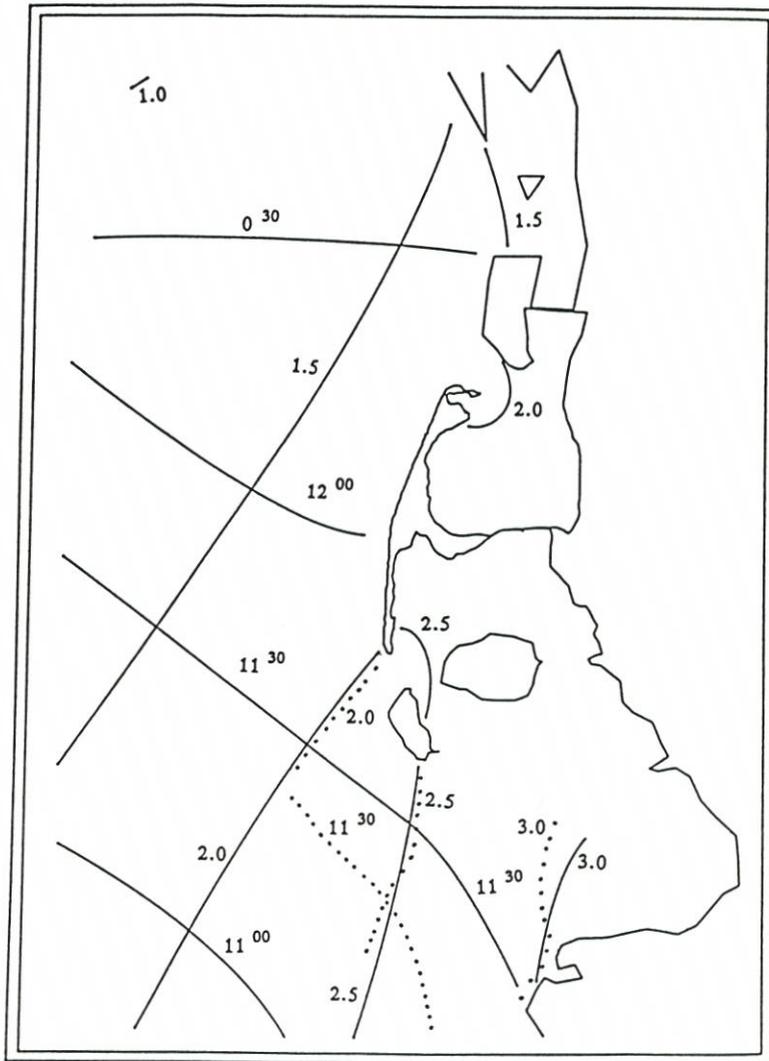


Abb. 10: Thb und Thw-Eintrittszeiten, — im Modell, ... nach SIEFER/LASSEN, Die Küste, Heft 42/1985 (nach Institut für Strömungsmechanik)

- das z. Z. eingerichtete Meßprofil im Testfeld Rantum mit einer Wellenmeßboje seeseitig des Riffs, Strömungsmessern und Druckdosen zur Erfassung von Wellen und Wasserständen im Vorstrand- und Strandbereich,
- ein wintersicherer Meßpfahl, der etwa 2 km westlich von Westerland bei rd. 10 m Wassertiefe aufgestellt und mit Meßeinrichtungen für Wind-, Wellen-, Wasserstands-, Strömungs-, Leitfähigkeits- und Temperaturmessungen ausgerüstet worden ist,
- der Sommerpegel List-West sowie die bundeseigenen Pegel List-Ost und Hörnum-Ost für Wasserstandsmessungen.

Das Testfeld Kampen soll ähnlich dem in Rantum ausgerüstet werden.

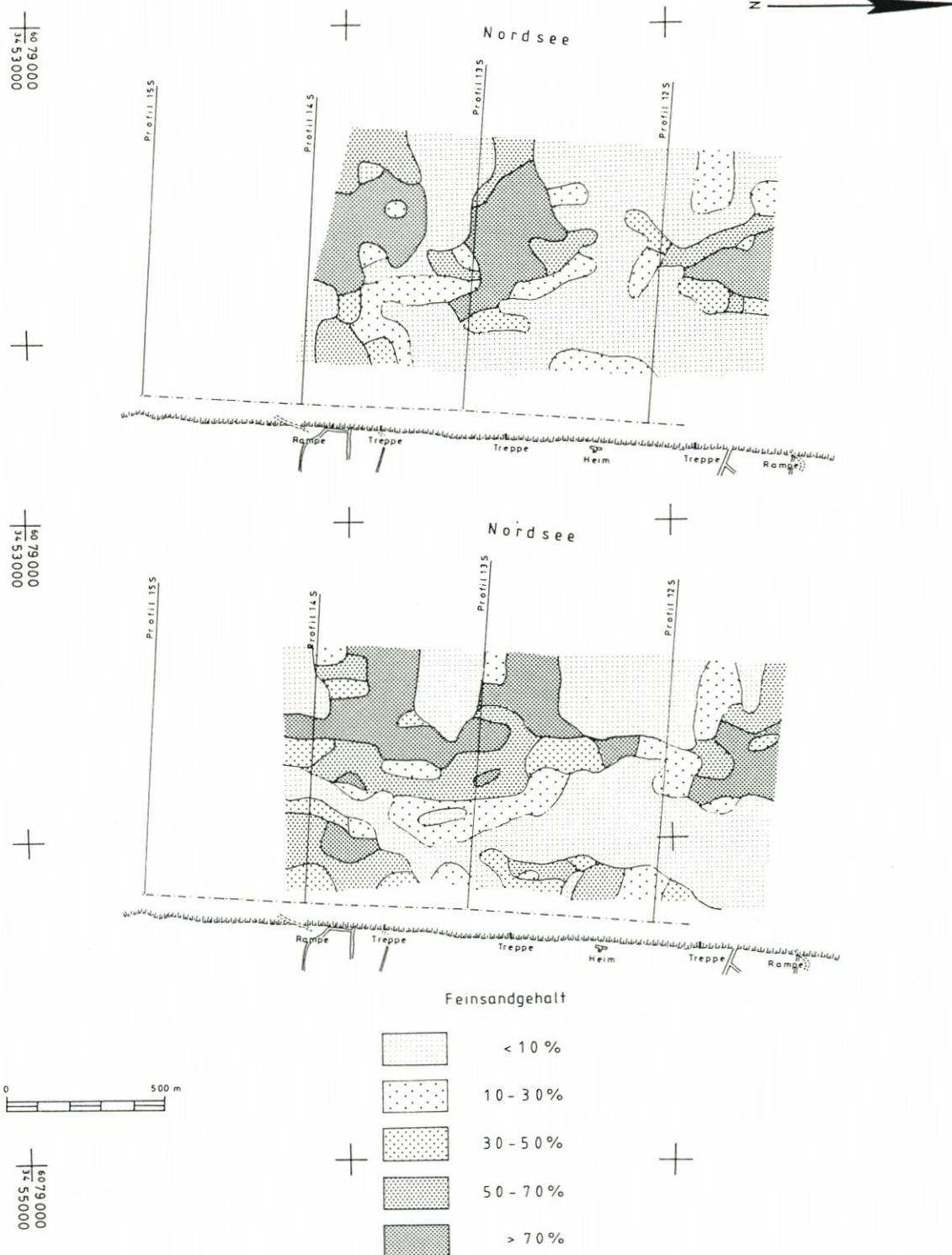


Abb. 11: Beprobung im Testfeld Rantum, oben: Winter 1986/87, unten: Sommer 1986 (nach Geologisch-Paläontologisches Institut)

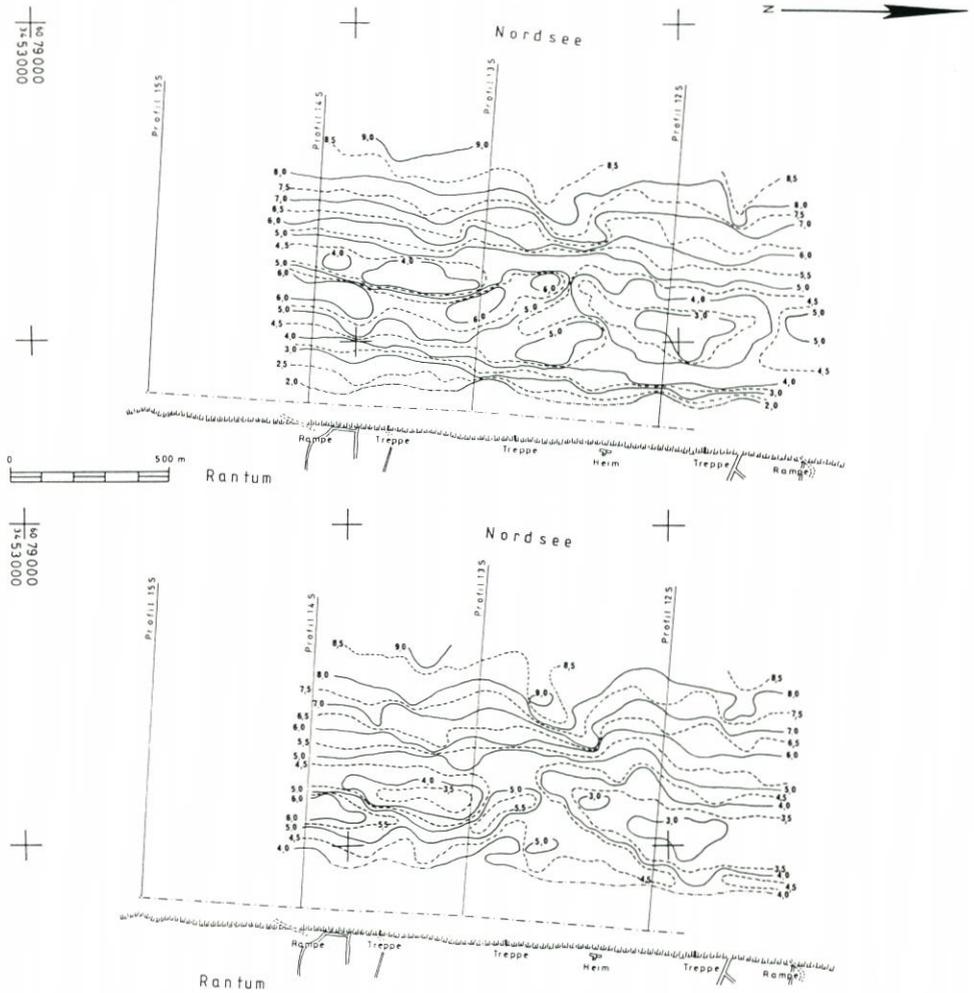


Abb. 12: Tiefenpläne im Testfeld Rantum, oben: Lotung v. 1. 7. 1986, unten: Lotung v. 26. 2. 1987 (nach Geologisch-Paläontologisches Institut)

Das Einrichten der einzelnen Meßprofile bzw. -stellen ist mit den am Untersuchungsprogramm beteiligten Instituten abgestimmt worden.

Außer bei den Pegeln in List und Hörnum werden alle Meßwerte auf elektronischen Datenträgern erfaßt und EDV-gestützt ausgewertet.

Die hydrographischen und terrestrischen Vermessungen erstrecken sich auf

- regelmäßige Vermessungen von 92 Küstenprofilen, die z. T. seit 1870 vermessen werden,
- einmalige, zeitgleiche Vermessung der gesamten Westküste Sylts (Vorstrand, Strand, Abbruchkante) vor Beginn der Untersuchungen,
- regelmäßige und ereignisbezogene Vermessungen der Strand- und Vorstrandbereiche in den drei Testfeldern (s. 3.4) bis einschließlich seeseitigem Riffhang (Abb. 12).

4. Schlußbemerkung und Ausblick

Das Untersuchungsprogramm ist insofern ungewöhnlich, als z. T. neue Untersuchungs- und Meßverfahren aus verschiedenen Fachbereichen zur Anwendung kommen.

Sie müssen teilweise vor Anwendung auf ihre Eignung geprüft und ggfs. verbessert werden. Ihre Ergebnisse müssen für ein großräumiges Untersuchungsgebiet zusammengeführt und wenn möglich korreliert werden.

Die dabei aufgetretenen und anfangs nicht vorhersehbaren Verzögerungen, die teilweise auch wetterbedingt waren, haben dazu geführt, daß die erforderliche Zeitgleichheit einiger Untersuchungen und Messungen nicht eingehalten werden konnte. Es ist daher schon jetzt erkennbar, daß das Untersuchungsprogramm bis etwa 1990 verlängert werden muß.

Wenn die Ergebnisse zeigen, daß vertiefte Untersuchungen, wie sie in den drei Testfeldern durchgeführt werden, auch für die Inselnden Erfolg versprechen, sollten sie im Rahmen eines Zusatzprogramms vorgenommen werden.

5. Schriftenverzeichnis

- AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM: Fachplan Küstenschutz Sylt. 13.1. 1985 (unveröff.)
- DETTE, H.-H.: Untersuchungen über Dünenabbrüche und Stranderosion im Großen Wellenkanal. Die Küste, H. 43, 1986.
- DETTE, H.-H., u. GÄRTNER, J.: Erfahrungen mit der Versuchssandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983. Die Küste, H. 45, 1987.
- FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.

Der Bau der Vordeichung vor der Hattstedter Marsch im Rahmen der Küstenschutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht

Von RUDOLF SCHERENBERG und WALTER SAGGAU

Zusammenfassung

Der erste Teil der Küstenschutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht – der Vordeich vor der Hattstedter Marsch – ist nach sorgfältiger Planung und unter Heranziehung der umfangreichen holländischen Erfahrungen 1987 geschlossen worden. Damit ist der vordringlich notwendige Sturmflutschutz der betroffenen Bevölkerung erreicht.

Die außerdem zum Gesamtprojekt gehörenden Maßnahmen sollen bis etwa 1995 abgeschlossen werden. 1988 folgt die Verstärkung des 7 km langen Deiches vor dem Sönke-Nissen-Koog, 1989 ist die 3 km lange Vordeichung vor Ockholm geplant, und voraussichtlich 1990 soll mit dem 15 km langen Sicherungsdamm nach Pellworm begonnen werden.

Summary

The first phase of the coastal protection measures for Nordstrander Bay – the foreland dyke before the Hattstedt Marsh – was completed in 1987 following intensive planning as well as use of extensive Dutch experience. In this manner, the most pressing storm protection has been achieved.

Other steps planned in the project are to be completed by 1995. The 7 km long dyke before Sönke-Nissen-Koog is to be reinforced in 1988. A 3 km long foreland dyke at Ockholm is planned for 1989. Construction of the 15 km protection causeway to Pellworm will probably be started in 1990.

Inhaltsverzeichnis

1. Entwicklung der Landschaft	206
2. Planung und Entscheidung	209
3. Ausgleichsmaßnahmen	213
4. Der Bau des Vordeiches von 1983 bis 1987	215
4.1 Sandentnahmen	215
4.2 Kleientnahmen	215
4.3 Der Sandkern des Deiches	216
4.4 Der zeitliche Bauablauf	217
5. Besondere Baukonstruktionen	218
5.1 Vorkopfsicherungen	218
5.2 Deckwerk	218
5.3 Wellenüberschlagssicherung und Deichverteidigungsweg	220
5.4 Kleiabdeckung	221
6. Wiederverwendung von Ausbauasphalt	222
6.1 Ausbauasphalt am Holmer Siel	222
6.2 Wiederverwendung beim Deichbau	222
6.3 Güteanforderungen	222
7. Sielbauwerke	224
7.1 Holmer Siel	224
7.2 Lüttmoor Siel	231
7.3 Siel „Sönke-Nissen-Koog-Schleuse“	231

8. Deichschluß in der Holmer Fährre	232
8.1 Allgemeines	232
8.2 Verschiedene Deichschlußverfahren	232
8.3 Planungsvorgaben	234
8.3.1 Entwässerung der Arlau- und Jelstromeinzugsgebiete	234
8.3.2 Hydraulische Rahmenbedingungen	234
8.3.3 Bodenverhältnisse	235
8.4 Bodenschutz	235
8.4.1 Größe und Bestandteile des Bodenschutzes	235
8.4.2 Ausführung des Bodenschutzes	237
8.4.3 Kontrollmessung der verlegten Matten und der Steinschüttungen	237
8.5 Antransport und Lagerung des Steinmaterials	238
8.6 Bau des Steindammes	239
8.7 Kontrollmessungen während der Deichschlußphase	241
9. Schriftenverzeichnis	243

Die Vordeichung vor der Hattstedter Marsch

1. Entwicklung der Landschaft

Die Küstenschutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht müssen im Zusammenhang mit der Landschaftsentwicklung im nordfriesischen Wattenmeer gesehen werden, die durch die gestaltenden und zerstörenden Kräfte der Nordsee geprägt ist.

Die heute vorhandene Landschaft im Planungsgebiet ist das Ergebnis der nacheiszeitlichen geologischen Entwicklung. Dabei war und ist entscheidend, daß die Wattgebiete zu denjenigen Küstenregionen gehören, die sich außerordentlich schnell verändern. Sedimentation, Erosion und Umlagerung sind die Kriterien der Landschaftsentwicklung.

Um 3000 v. Chr. lag der weit westlich liegende Wattsockelrand noch im Schutze einer Insel im Gebiet der heutigen Amrumbank; heute befindet er sich bei den Außensänden. Dieser fortwährende Rückgang des Wattsockelrandes und die Verluste an besiedeltem Land vor der heutigen Küstenlinie kennzeichnen die Entwicklung. Das durch Wattströme und Priele zergliederte Wattgebiet ist durch großräumige Meereseinbrüche und tiefe Erosion von Rinnen entstanden.

Bei Beginn der Besiedelung und des Deichbaues etwa um das Jahr 1000 n. Chr. bestanden die Landflächen aus der alten Marsch, die gegen die Nordsee teils durch einen Streifen hoher mariner Marsch, teils durch Strandwälle und Dünen geschützt waren. Die alte Marsch, die sich bis zum Geestrand erstreckte, war teilweise von Sümpfen und Hochmooren überlagert.

Seit der Jahrtausendwende sind Menschen durch Bedeichung und Besiedelung schrittweise in dieses Gebiet vorgedrungen und haben systematisch die Flächen des Planungsgebietes für ihre Zwecke erschlossen. Entwässerung, Verfehnung, Abbau der Torfschichten zur Brenntorf- und Salzgewinnung senkten die Landoberfläche. Die mittelalterliche Siedlungsfläche lag dadurch zum Teil tiefer als das mittlere Tidehochwasser (MThw), was sich bei den späteren Sturmfluten als folgenschwer erweisen sollte. Nach einer Serie von Sturmfluten traf die als erste „Manndränke“ bezeichnete Katastrophenflut von 1362 auf die für eine solche Belastung zu schwachen und zu niedrigen Deiche.

Vor der zweiten „Manndränke“, der Katastrophenflut von 1634, schwächte eine weitere Serie von Sturmfluten die Küstenschutzwerke. Die Sturmflut von 1634 – als die schwerste dieser Serie – zerstörte die Deiche an vielen Stellen. Nahezu der gesamte mittelalterliche Siedlungsraum der nordfriesischen Marschen ging verloren.

Das Planungsgebiet ist durch die beiden Wattströme Süderau und Norderhever geprägt.



Etwa in der zweiten Hälfte des 17. Jahrhunderts reichte das Einzugsgebiet der Süderau, nach den Karten jener Zeit zu urteilen, bereits bis in die Gegend des jetzigen Nordstrander Dammes. Es war im Norden durch die Halliggruppe Nordmarsch-Langeneß-Oland, im Osten durch die zerrissene Festlandküste von Ockholm bis Bredstedt, im Süden durch die übriggebliebenen nördlichen Vorländereien der Insel Alt-Nordstrand begrenzt.

Die Norderhever als Seitenarm des alten Heverstroms war bis 1634 unter der Bezeichnung Fallstief ein unbedeutender Wattstrom, dessen Einzugsgebiet nur die südlich in Alt-Nordstrand einschneidende Rungholt-Bucht umfaßte. Wie unbedeutend dieser Strom damals gewesen ist, geht aus der Absicht der Bewohner jener Zeit hervor, das Fallstief zwischen Pellworm und der Hallig Südfall zu durchdämmen – ein Plan, dessen Ausführung offenbar durchaus im Bereich des Möglichen gelegen hat und das Schicksal Alt-Nordstrand hätte wenden können.

Nach 1634 lag der zerstörte Teil Alt-Nordstrands zum größten Teil im Einzugsgebiet des Fallstiefs, das sich in der Folge als Norderhever bis in die Nähe der Hamburger Hallig ausgeweitet hat. So hat sich die Norderhever im Planungsraum allmählich zum beherrschenden Wattstrom entwickelt, der den Einfluß der Süderau erheblich zurückgedrängt hat. Aus der Wechselwirkung zwischen der Süderau und der Norderhever ist das Rummelloch zurückgeblieben.

Die allmähliche Ausweitung der Norderhever und der damit wachsende Energieeintrag hatten die Zerstörung der dem Festland vorgelagerten großen Inseln und Halligen zur Folge und bewirkten, daß sich die Landzerstörung und Gezeitenkräfte wechselseitig verstärkten. Der fortschreitenden Aushöhlung des Wattenmeeres stand – als Folge der Zerstörung – eine starke Auflandung am Ufer des Festlands und der Inselreste gegenüber.

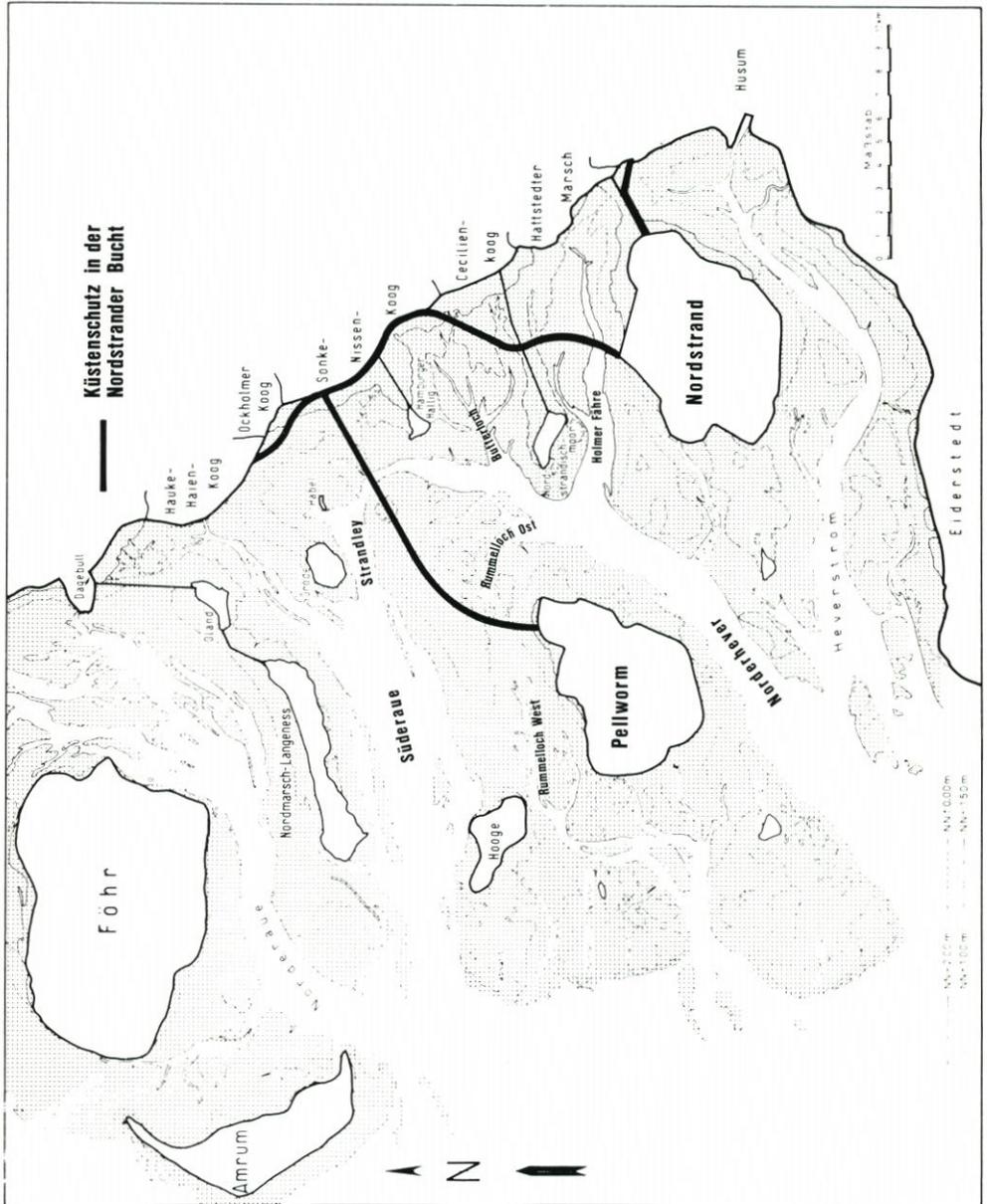


Abb. 2: Planungsgebiet einschl. der Küstenschutzmaßnahmen Nordstr. B

Der Bestand an Halligfläche verringerte sich von Mitte des 17. Jahrhunderts von rd. 10 000 ha auf heute rd. 2200 ha. Hierbei ist nur die Entwicklung der heute noch vorhandenen 10 Halligen berücksichtigt. Daneben sind viele Halligen ganz abgetragen worden, für die keine Flächenentwicklungsdaten vorliegen.

Seit Ende des 19. Jahrhunderts wurden und werden Deckwerke zum Schutz der Hallig- ufer gebaut und mit großem Aufwand unterhalten. Die heutigen Halligen wären ohne diese Ufersicherungsarbeiten bereits zum größten Teil verlorengegangen.

Der Untergang eines großen Teils der mittelalterlichen Marschen Nordfrieslands hat eine Neugestaltung der Landschaft eingeleitet, die bis heute nicht abgeschlossen ist. Die Fluträume der Wattströme vergrößern sich nach wie vor. Die Wattströme tendieren außerdem zu einer landnahen Verbindung untereinander.

Der Einzugsbereich der Norderhever reicht heute im Norden bis etwa zur Linie Habel-Pellworm. Die Ausweitung des Einzugsgebietes ist noch nicht abgeschlossen. Seit der zweiten „Manndränke“ von 1634 bis heute hat sich die Norderhever zwischen Südfall und Pellworm von zwei Meter auf bis zu 25 Meter vertieft und von einigen 100 Metern auf mehrere Kilometer verbreitert. Das „Strandley“ nordwestlich der Hamburger Hallig hat sich seit 1909 von zwei auf 12 Meter vertieft. Die von 1937 bis 1939 von der Forschungsabteilung des Marschenbauamtes Husum angestellten Strömungsmessungen ergaben, daß in einer Tide bei Flut die Norderhever (Meßstelle: Linie Pellworm-Südfall) und Süderau (Meßstelle: Linie Hooge-Langeneß) jeweils während des Flutstromes etwa 400 bzw. 210 Mio. m³ Wasser je Tide stromauf führen. Bei ablaufendem Wasser fließen durch die Norderhever etwa 340 und durch die Süderau etwa 260 Mio. m³ je Tide ab. Es werden demnach bei Flut von der Norderhever rd. 50 Mio. m³ Wasser landwärts geführt, die bei Ebbe nicht auf dem gleichen Wege, sondern durch die Süderau und zum Teil durch das Rummelloch und die Watten zurückfließen.

Durch das sich ständig vertiefende Strandley zwischen der Norderhever und Süderau ist die letzte schmale Verbindung zwischen dem Pellwormer Wattsockel (mit der Insel Pellworm und den Halligen Hooge, Süderoog und Norderoog) und dem Festlandwatt im Laufe der letzten fünf Jahrzehnte unterbrochen worden. Messungen und Sedimentuntersuchungen zeigen, daß das gesamte Wattgebiet im Planungsraum während der letzten drei Jahrzehnte trotz der Anlandungen vor den Festlandsdeichen erheblich an Substanz verloren hat. Der Verlust ist zur Hauptsache durch die Verbreiterung und Vertiefung der Norderhever und zum Teil auch der Süderau entstanden.

Nach gutachterlicher Aussage des Franzius-Instituts werden ohne Gegenmaßnahmen noch rd. 100 Mio. m³ Boden allein im Einzugsgebiet der Norderhever ausgeräumt, bis zwischen Prielquerschnitt und zugehörigem Flutraum ein Gleichgewichtszustand herrscht. Aufgabe der in der Nordstrander Bucht geplanten Maßnahmen des flächenhaften Küstenschutzes ist es, dieser künftigen Erosion entgegenzuwirken, um die Wattflächen als Fundament für die Inseln und Halligen und als Schutzzone für die Festlandmarschen zu erhalten.

2. Planung und Entscheidung

Um naturwissenschaftlich abgesicherte Grundlagen für die Planungsentscheidung zu gewinnen, sind in einem umfassenden Forschungsprogramm Gutachten zur Hydrologie, Morphologie, Geologie und Bodenkunde sowie ökologische Gutachten zu den Vegetationsverhältnissen des Vorlandes, zur vogelkundlichen Bedeutung, zur Bodenfauna und zur Fischereibiologie der Nordstrander Bucht sowie ein Gutachten zu den verkehrs- und regionalwirtschaftlichen Auswirkungen erstellt worden.

Die Modellversuche, das hydrologisch-morphologische Gutachten, die Prognosen aus Luftbildvergleichen und geologische Gutachten (Tab. 1) kommen zu dem grundlegenden Ergebnis, daß zur Stabilisierung des Planungsgebietes eine Vordeichung und ein Sicherungsdamm nach Pellworm erforderlich sind. Nur durch die Kombination beider Maßnahmen sehen es die Gutachter als möglich an, einerseits die Zerstörung der Wattsockel zu verhindern und andererseits die Verbreiterung und Vertiefung der Priele, insbesondere der Norderhever,

Tabelle 1

Zu Fragen des Küstenschutzes		
1. Partensky, H. W., Schwarze, H.; Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover: Wissenschaftliches Gutachten zu den hydrologischen und morphologischen Auswirkungen der geplanten Bau- maßnahmen in der Nordstrander Bucht, 1980	6. Higelke, B.; Institut für Geographie der Universität Regensburg: Bestandsaufnahme des Wattreliefs, Morphodynamik und Tendenzen morphologischer Veränderungen im Tidebecken der Nordherver und westlich der Insel Pellworm – Luftbildinterpretation, 1980	10. Reise, K.; II. Zoologisches Institut der Universität Göttingen: Gutachten zur Bodenfauna im Gebiet der Nordstrander Bucht, 1980
2. Partensky, H. W., Dieckmann, R.; Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover: Stabilitätsuntersuchungen für das südliche Nordfriesische Wattenmeer, 1980	7. Ramming: Einfluß der geplanten Bau- maßnahmen im südlichen Nordfriesischen Wattenmeer – Sicherungsdamm und Eindeichung der Nordstrander Bucht – auf die Wasserstände und Geschwindigkeit, 1982	11. Lillelund, K., Berghahn, R.; Institut für Hydrobiologie und Fischereiwissenschaft der Universität Hamburg: Gutachten zur Fischereibiologie der Nordstrander Bucht, 1980
3. Hensen, W., Schwarze, H.; Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover: Modellversuche für die Nordstrander Bucht von 1967	Zu Fragen der Ökologie	Zu Fragen der Verkehrs- und Fischereiwirtschaft:
4. Köster, R.; Geologisch-Paläontologisches Institut und Museum der Universität Kiel: Geologisches Gutachten zu den geplanten Küstenschutzmaßnahmen im südlichen Nordfriesischen Wattenmeer, 1980	8. Knauer, N.; Institut für Wasserwirtschaft und Landschaftsökologie der Universität Kiel: Gutachten über die Vegetationsverhältnisse des Vorlandes in der Nordstrander Bucht und Entwicklungsmöglichkeiten, 1980	12. Dr. Bernd und Rieke: Verkehrswirtschaftliche Auswirkungen des Dammbaus zwischen Pellworm und Hamburger Hallig, 1981
5. Finnnern, H., Lippert, G.; Geologisches Landesamt Schleswig-Holstein: Bodenkundliches Gutachten zur Vordeichung der Nordstrander Bucht, 1980	9. Schultz, W.; Institut für Haustierkunde der Universität Kiel, Staatliche Vogelschutzstation Schleswig-Holstein: Forschungsvorhaben „Vogelkundliche Bedeutung der Nordstrander Bucht“, 1980	Weitere Gutachten: – Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover: Untersuchungen über die Entwicklung der nordfriesischen Watt- und Vorlandflächen, 1981 – Prof. Dr.-Ing. A. Führböter; Technische Universität Braunschweig: Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch die geplanten Vordeichungen in der Nordstrander Bucht, 1981

zum Stillstand zu bringen. Aus hydrologisch-morphologischen Gründen wird als Minimallösung eine Vordeichung von der Insel Nordstrand bis zur Hamburger Hallig und ein Sicherungsdamm von der Insel Pellworm bis zur Hamburger Hallig für erforderlich angesehen. Um das bedeutsame Naturschutzgebiet Hamburger Hallig und die Vorländer vor dem Sönke-Nissen-Koog unbeeinträchtigt zu lassen und damit den Eingriff in die Ökologie des Wattenmeeres soweit als möglich zu reduzieren, ist dem Planfeststellungsverfahren die sogenannte „Kleine Lösung“ der Vordeichung zugrundegelegt worden.

Diese Alternative sieht eine rd. 3300 ha umfassende Vordeichung von Nordstrand bis zur

Südspitze des Sönke-Nissen-Kooges und einen Sicherungsdamm von Pellworm in nordöstlicher Richtung bis zum Festland südlich des Hauke-Haien-Kooges vor. Daneben sind noch folgende Varianten untersucht worden:

- „Große Lösung“: Vordeichung von Nordstrand bis zum Hauke-Haien-Koog; eingedeichte Fläche rd. 5600 ha
- Verstärkung der vorhandenen Landesschutzdeiche und Anlage von Poldern zur Flutraumverminderung außendeichs
- Vordeichung im deichnahen Bereich und Anlage der Polder außendeichs.

Mit Ausnahme der Variante „Große Lösung“ sind die anderen Varianten teurer und bewirken nicht die erforderliche Stabilisierung der Wattprielsysteme durch Abdeichung von Flutraum.

Nach sorgfältiger Abwägung zwischen den Erfordernissen des Küstenschutzes und den Belangen des Naturschutzes ist der Plan bezüglich der Küstenschutzmaßnahmen in der Nordstrander Bucht am 05. 04. 1982 festgestellt und die sofortige Vollziehung angeordnet worden. Die sehr schwere Sturmflut vom 24. 11. 1981 hat die Richtigkeit und Dringlichkeit dieser Entscheidung unterstrichen.

Der festgestellte Plan umfaßt folgende Maßnahmen:

- Vordeichung Hattstedter Marsch (3345 ha)
- Vordeichung Ockholmer Koog (90 ha)
- Deichverstärkung Sönke-Nissen-Koog
- Sicherungsdamm Festland – Insel Pellworm.

Die optimale Lösung hinsichtlich des Küstenschutzes (Vordeich von Nordstrand bis zum Hauke-Haien-Koog) wurde zugunsten des Naturschutzes auf die „Kleine Lösung“ (Vordeich von Nordstrand bis zum Süden des Sönke-Nissen-Kooges) zurückgenommen.

Die Maßnahmen ergänzen sich in ihren Wirkungen. Mit ihnen werden folgende Ziele gleichzeitig erreicht:

- Die östliche Umströmung Pellworms aus der Norderhever in die Süderau und der damit verbundene Wattabtrag wird aufgehalten.
- Der Flutraum der Norderhever und der Holmer Fähre wird eingegrenzt und verringert, so daß die Priele sich zurückbilden.
- Der Vordeich vor der Hattstedter Marsch verkürzt die Deichlinie gegen die Hauptangriffsrichtung der Sturmfluten von 16,7 km auf 8,9 km (Deichverkürzung rd. 47 %).
- Für den Ockholmer Koog und die Hattstedter Marsch sowie für den Morsum- und Pohnshalligkoog auf Nordstrand werden zweite Deichlinien geschaffen.
- Die enge trichterförmige Bucht nördlich des Nordstrander Dammes wird beseitigt.
- Die erforderliche Flutraumverkleinerung im Bereich des Butterloches wird durch verstärkte Vorlandarbeiten erreicht.
- Die dauerhafte Hochwasser-Entlastung in den Einzugsgebieten von Arlau, Jelstrom und Sönke-Nissen-Koog-Schleuse wird durch Speicherbecken erreicht.

Die Maßnahmen dienen der Sicherheit von rd. 8000 Menschen, die auf einer Fläche von rd. 36 000 ha der zu schützenden Halligen, Inseln und Festlandsmarschen wohnen.

Der Sicherungsdamm und die Vordeichung dienen den Zielen des flächenhaften Küstenschutzes und somit dem Erhalt der vorhandenen Wattsockel.

Der Damm schafft eine feste Wattwasserscheide zwischen dem Tidebecken von Norderhever und Süderau. Dadurch wird verhindert, daß bei normalen Tiden Wasser von der Norderhever in die Süderau überströmt. Die Festlegung der Wattwasserscheide allein reicht indessen nicht, um die Erosion im Gesamtgebiet der Norderhever und ihrer landseitigen Nebenpriele zum Stillstand zu bringen. Die Vordeichung vor der Hattstedter Marsch verkleinert das Flutvolumen der Norderhever um rd. 40 Mio. m³ bei mittlerer Tide. Diese

Verringerung der täglich zweimal ein- und ausströmenden Wassermengen hat geringere Strömungsgeschwindigkeiten zur Folge und wird somit den weiteren Abtrag der Wattsockel und die weitere Vertiefung der Priele im Planungsgebiet beenden.

Außerdem schafft die 8,9 km lange Vordeichung Hattstedter Marsch die nötige Deichsicherheit. Die heutigen Deiche auf der rd. 17 km langen Strecke sind zu niedrig und haben außen wie innen zu steile Böschungen. Im Vergleich zu den gegenwärtigen Küstenschutzanlagen werden die neuen Seedeiche etwa die doppelte Basisbreite und die doppelte Querschnittsfläche erhalten. In Verbindung mit den vorhandenen Deichen, die künftig als zweite Deichlinie weder abgetragen noch verändert werden dürfen, wird für die angrenzenden Köge ein optimaler Küstenschutz geschaffen.

Innerhalb der eingedeichten Flächen vor der Hattstedter Marsch werden zur Hochwasserentlastung für die Einzugsgebiete der Arlau und des Jelstromes (zusammen rd. 30 000 ha) im Bereich der Holmer Fähre ein 430 ha großes Speicherbecken sowie für das Einzugsgebiet des Deich- und Hauptsielverbandes Sönke-Nissen-Koog-Schleuse (rd. 3000 ha) ein 40 ha großes Speicherbecken angelegt. Die Speicherbecken entwässern durch Deichsiele in die Nordsee.

3. Ausgleichsmaßnahmen

Allgemeines

Das Wattenmeer an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste ist Teil eines von den Helder in den Niederlanden bis Esbjerg in Dänemark reichenden zusammenhängenden Naturraumes.

Die vielfältige Gliederung, die hohe Primärproduktion, die typische Flora und die hochspezialisierte Fauna machen das Wattenmeer zu einem Raum von besonderer ökologischer Bedeutung. Es ist geboten, den Gesamtbiotop mit seiner für diesen Raum charakteristischen Pflanzen- und Tierwelt zu schützen und – soweit erforderlich – zu entwickeln und wiederherzustellen.

Ziel des Ausgleichs ist die Entwicklung eines Nebeneinanders von Watten und Vorländern sowie von binnendeichs gelegenen Salz- und Süßwasserbiotopen. Dies wird durch die Ausweisung und Gestaltung folgender Bereiche verwirklicht:

Außendeichs

- Anlage gestaffelter Lahnungssysteme
- Gewinnung von rd. 1770 ha neuen Vorlandes und hoher Wattflächen vor den neuen Landesschutzdeichen
- Intensivierung der Vorlandarbeiten auf mindestens 1000 ha im weiteren Umfeld der Vordeichungen

Binnendeichs

– Gestaltungszone I

In dieser Zone entsteht ein Salzwasserbiotop mit einer Gesamtfläche von rd. 860 ha, einem regulierbaren Wasserstand und der Möglichkeit des Salzwasseraustausches. Damit wird angestrebt, eine salzwasserorientierte Flora und Fauna zu erhalten. Der Salzwasserbiotop mit den dazugehörigen Anlagen ist die umfangreichste Ausgleichsmaßnahme.

– Gestaltungszone II

Auf diesen rd. 755 ha (einschl. 35 ha Geestanschluß vor Wobbenbüll) wird ein Süßwasserbiotop entstehen, der der Entwicklung einer Feuchtwiesen- und Grünlandvegetation dienen soll.

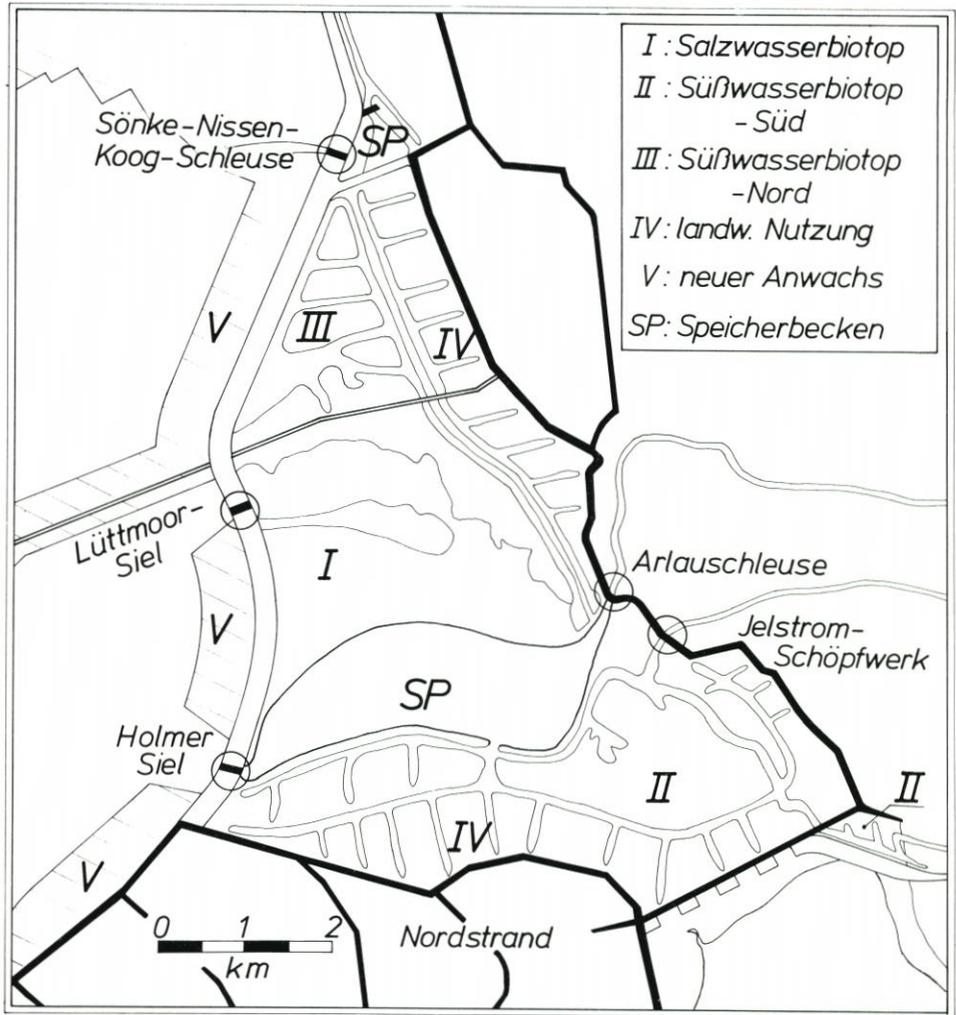


Abb. 4: Gestaltung des neuen Beltringharder Kooges

- Gestaltungszone III

In diesem rd. 350 ha großen Gebiet ist die Entwicklung von Grünlandflächen als Rast- und Nahrungsplatz für Wildgänse sowie als Brut-, Rast- und Nahrungsplatz für andere Küstenvögel vorgesehen.

- Speicherbecken (SP)

Diese rd. 430 ha großen Becken werden unter wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten betrieben, tragen jedoch als Süßwasserbiotope im Rahmen der Gesamtmaßnahme zur Entwicklung einer möglichst großen ökologischen Vielfalt bei und dienen damit auch dem Ausgleich.

- Gestaltungszone IV

Die rd. 910 ha große Gestaltungszone IV besteht überwiegend aus Vorlandflächen vor der heutigen Deichlinie. Auf diesen Flächen wird während einer Übergangszeit die bisherige Weidenutzung fortgesetzt.

Für alle Gestaltungszonen werden den ökologischen Veränderungen anzupassende Pflegepläne erarbeitet. Sie stellen die Ausgleichsfunktion sicher.

4. Der Bau des Vordeiches von 1983 bis 1987

4.1 Sandentnahmen

Nach den Vorgaben des Planfeststellungsbeschlusses war der Sand für den Vordeich möglichst innerhalb des neuen Kooges zu entnehmen, um keine weiteren Wattflächen abzutragen und den Belangen des Küsten- und des Naturschutzes Rechnung zu tragen. Außerdem bereichern die durch die binnenseitigen Entnahmen entstandenen Tiefwasserbereiche die ökologische Vielfalt und schaffen in den Speicherbecken zusätzliches Speichervolumen. Insgesamt sind rd. 6 Mio. m³ Sand entnommen worden. Der Bodenaufbau innerhalb der holozänen Schichtenfolge variiert auf kurze Entfernungen. Es wechseln schluffige Wattfeinsande mit schwach tonigen Schluffgemengen und Feinsandzwischenlagen bis hin zu fetten, bereichsweise humosen Kleischichten. Unter der teilweise rd. 7 m mächtigen Holozänschicht folgen schwach bis stark mittelsandige Feinsande, die eine bindige Eem-Schicht aus Schluff-Feinsandgemenge sowie sandreichem und tonig-feinsandigem Schluff in rd. 1,5 m Stärke überdecken. Die unterhalb NN - 14 m anstehenden Sande besitzen eine feine bis mittlere Körnung; ab etwa NN - 23 m bis zur Endteufe von NN - 30 m stehen Mittelsande mit geringer Kies-, Fein- und Grobsandbeimengung an.

4.2 Kleientnahmen

Der Klei dient als Abdeckboden der heutigen modernen Sandkerndeiche mit ihren relativ flachen Böschungen. Zusammen mit der Grasnarbe und ihrer Pflege durch Schafbeweidung ist diese Art der Abdeckung landschaftsgerecht.

Für die einzelnen Abschnitte wurden an jeweils kostengünstiger Stelle rd. 700 000 m³ Klei aus dem Vorland im eingedeichten Bereich entnommen.

Der Bodenaufbau in den Entnahmen ist relativ gleichartig. Unter einer stark durchwurzelten, etwa 30 cm starken Deckschicht aus schluffreichem Ton mit wechselnder Feinsandbänderung stehen bis zur Tiefe von 0,9-1,1 m unter Oberkante Gelände (GOK) Kleischichten mit Pflanzenresten und gelegentlichen Wattsandstreifen an, die ihrerseits einer 0,1-0,2 m starken schwarzgrauen schlickigen Kleischicht aufliegen. Ab etwa 1,3 m unter GOK wurden durchweg schluffreiche Wattenfeinsande mit Übergängen zum schwach tonigen Schluff-Feinsandgemenge erbohrt.

Auf die verschiedenen Kornfraktionen entfielen die folgenden Anteile (in Gew. + %) Trockensubstanz, arithmetischer Mittelwert eingeklammert:

Korngröße:			
bis 0,002 mm	Ton	13-34	(24,9)%
0,002-0,063 mm	Schluff	56-75	(67,4)%
0,063-2,000 mm	Sand	2-14	(7,7)%

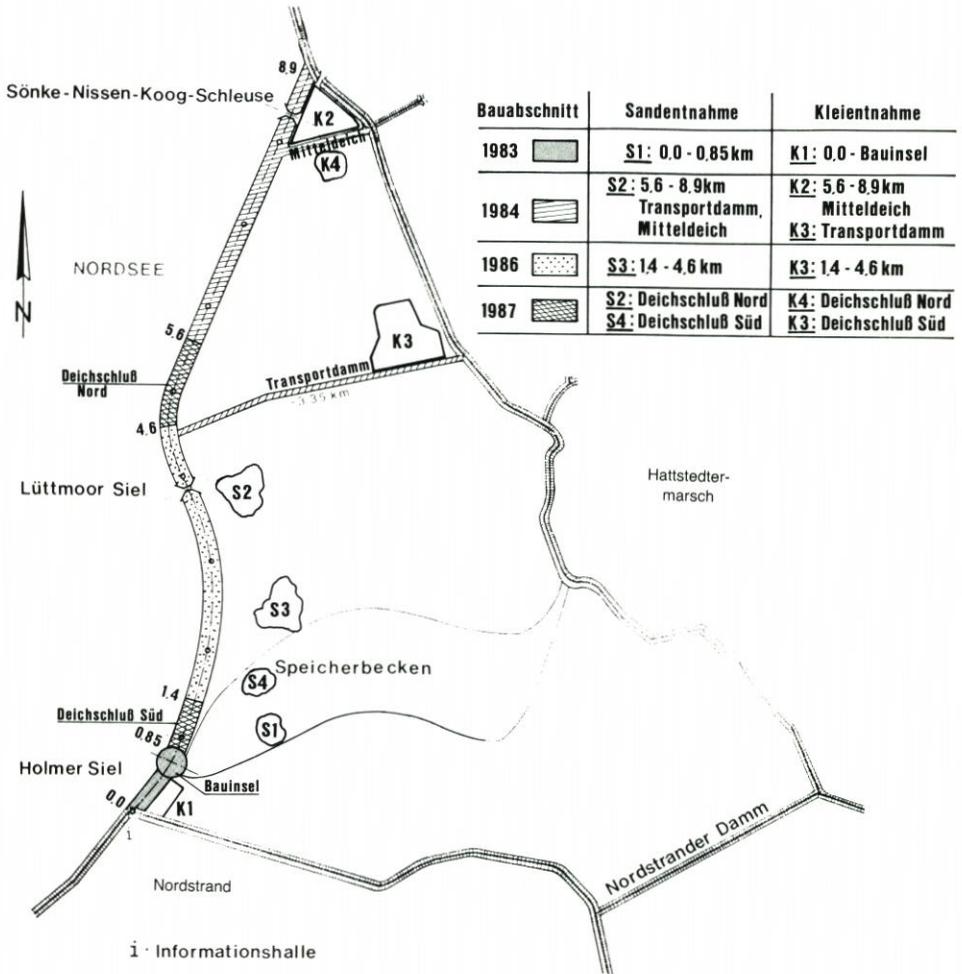


Abb. 5: Sand- und Kleientnahmen

4.3 Der Sandkern des Deiches

Der Vordeich erstreckt sich über drei unterschiedliche Bereiche: Vorland, Watt und Priele.

Für die Sandeinspülung im Vorlandbereich wurde der anstehende Kleiboden beidseitig der Deichbasis zu Spülfeldbegrenzungsämmen aufgesetzt.

Im Wattbereich mußte die erste Sandlage unter Tideeinfluß eingespült werden. Zur Sicherheit vor „Kantenfluten“ (= kleine Sturmfluten) und um spätere Sandquertransporte zu minimieren, betrug ihre Höhe rd. 1,50 m über MThw. In Deichlängsrichtung war das Spülfeld offen.

Für den ersten Deichbauabschnitt 1983 im Wattbereich wurde eine seitliche Begrenzung mit Geröll bis Ø 160 mm gewählt. Das Material widerstand den Seegangskräften bei einer mittleren Böschungsneigung von 1:2. Die Geröllämme mußten während der unruhigen

Wochen im frühen Frühjahr gebaut werden, damit die sehr witterungsabhängigen Arbeiten bis zum Herbst abgeschlossen werden konnten. Häufigere und höhere Sturmfluten können das Bauziel andernfalls gefährden und zu erheblichen Mehrkosten führen.

Die technisch und wirtschaftlich günstigere Alternative besteht darin, die erste Sandlage in nach allen Seiten vorerst unbegrenzte Spülfelder einzuspülen. Dabei wurde das „Auslaufen“ des Sandes seitlich außerhalb der Deichbasis durch Aufschieben von Sandwällen auf das notwendige Maß reduziert. In Deichlängsrichtung erfolgen keinerlei Maßnahmen, die das „freie“ Auslaufen des Sandes behindern. Je nach Korngröße des eingespülten Sandes ergab sich eine Längsneigung des Spülfeldes von im Mittel 1:60 bis 1:100.

Aus der Sicht des Küstenschutzes ergeben sich durch diese Spülmethode folgende Vorteile:

Die Seegangsbelastung ist infolge der geringeren Wassertiefe vor dem neuen Deckwerk kleiner; mögliche Längsströmungen und damit Erosionen werden vom Deichfuß ferngehalten, so daß Folgebauwerke wie Steinbuhnen oder Steinvorschüttungen entfallen können.

Aus der Sicht des Naturschutzes wird eine Übersandung des vorhandenen Watts teils als unerwünscht bezeichnet. Wie Erfahrungen zeigen, erfolgt aber schon nach kurzer Zeit eine natürliche Besiedlung der aufgespülten Sandflächen. Außerdem ist ein allmählicher Übergang vom Deich zum Watt ökologisch wertvoll. Ferner wird der Zeitraum der Vorlandarbeiten bis zur Neubildung wertvoller Salzwiesen deutlich verkürzt.

4.4 Der zeitliche Bauablauf

Der 8,9 km lange Vordeich beseitigt die tiefe Nordstrander Bucht und schafft einen neuen Koog von rd. 3300 ha. Der Bau dieses Vordeiches bedeutete einen erheblichen Eingriff in das großräumige Strömungsbild der angrenzenden Teiltidebecken von Holmer Fähre, Schinderloch und Butterloch und damit letztlich auch der Norderhever. Der Bauablauf sollte möglichst „sanft“ in dieses Wattssystem eingreifen.

Der erste Deichbauabschnitt von der Insel Nordstrand bis zum südlichen Ufer der „Holmer Fähre“ (Station 0+900) wurde 1983 in Angriff genommen. Am Kopf des Deichabschnitts wurde eine rd. 10 ha große Insel aufgespült und bedeiht. Diese Bauinsel war erforderlich, um in den Jahren 1984–87 das Holmer Siel als Entwässerungsbauwerk des Einzugsgebietes der Arlau bauen zu können.

Die Sielinsel mit dem rd. 600 m langen Deichabschnitt wirkte vier Jahre lang wie eine Großbuhne, ohne daß das Watt und der Wattstrom „Holmer Fähre“ sich nennenswert veränderten.

Mit dem zweiten Bauabschnitt (1984) vom Sönke-Nissen-Koog in Richtung Süden bis Station 5+600 wurde das Abflußverhalten im Teiltidebecken Butterloch wesentlich stärker beeinflußt. Es war deshalb notwendig, mit dem Vortreiben des Deiches landseitig einen sogenannten Entlastungsgraben zu ziehen, um die Strömung möglichst vom binnenseitigen Deichfuß fern zu halten. Dieser Graben hat sich bis zum Zeitpunkt des Deichschlusses auf den vierfachen Querschnitt erweitert, was seine Notwendigkeit unterstreicht.

1984 erfolgte außerdem – an die Nordseite des Lorendammes zur Hallig Nordstrandischmoor angelehnt – der Bau des Transportdammes, um den Deich von hier nach Süden und Norden vortreiben zu können.

1985 wurde die Sohle der Holmer Fähre im Bereich des geplanten Deichschlusses (von Station 1+500 bis 0+900) auf einer Fläche von rd. 12 ha mit Sinkstückmatten befestigt. Da der nördlich anschließende Vordeich bis zum Transportdamm noch fehlte, ergaben sich keine

zusätzlichen Erschwernisse für die Sohlsicherungsarbeiten infolge von Strömungsveränderungen.

Erst 1986 entstand der Vordeich von Station 4+600 bis 1+500. Die verbleibenden Deichschlußlücken (1000 m im Norden und 600 m im Süden) lagen in den tiefen Prielen und ließen für die Überwinterung 1986/87 kaum Erosionen erwarten.

1987 konnten beide Lücken in den günstigen Monaten April bis Juni geschlossen werden (s. Abb. 5).

Deichverstärkungen vor besiedelten Küstenbereichen fordern ein höheres Maß an Sicherheit hinsichtlich der Einhaltung der Bauzeit als Vordeichungen. Anfang Oktober muß die notwendige Wehrfähigkeit des verstärkten Deiches zum Schutz der hinter dem Deich wohnenden Menschen gegen mögliche Sturmfluten gegeben sein. Beim Bau eines Vordeiches bleibt dagegen die Sicherheit der bestehenden Deiche während der ganzen Bauzeit erhalten, so daß diese insgesamt länger sein kann.

Die einzelnen Bauabschnitte sind unter Berücksichtigung baubetrieblicher und wirtschaftlicher Gesichtspunkte gesondert ausgeschrieben und vergeben worden.

5. Besondere Baukonstruktionen

5.1 Vorkopfsicherungen

Zum Ende eines jeden Baujahres muß der Vordeich ein Maß an Wehrhaftigkeit aufweisen, das hinsichtlich des Schadensrisikos vertretbar ist. Für den Vordeich Hattstedter Marsch galten deswegen folgende vertraglich vereinbarte Termine:

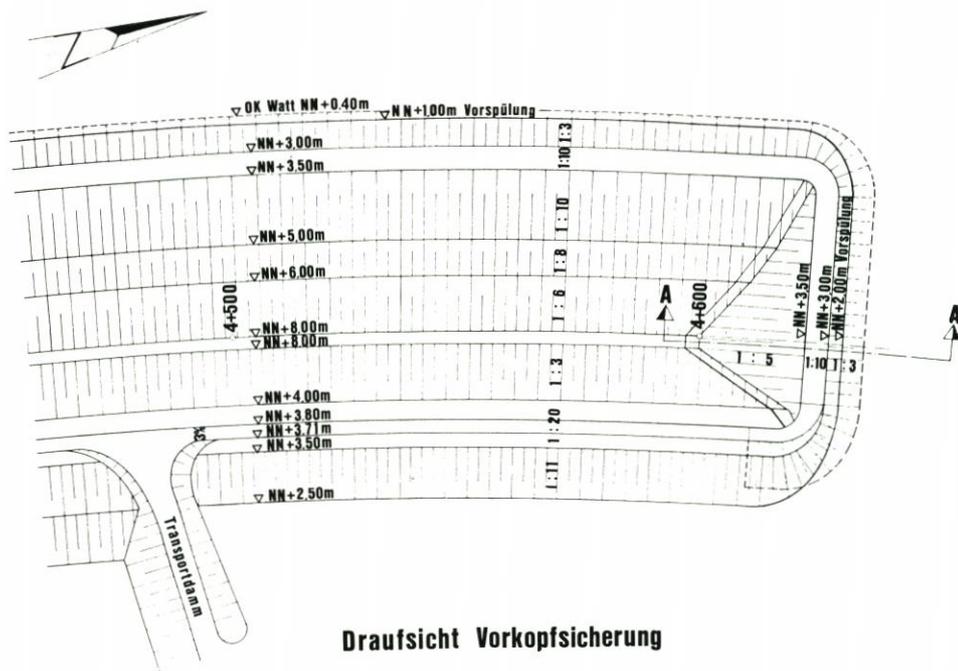
	Fertigstellung
Deckwerk einschl. Verklammerung:	15. 10. d.J.
Kleiandeckung: bis $HHW_{\text{maßg.}}$:	30. 9. d.J.
bis $HHW_{\text{maßg.}}+1,50$:	30. 11. d.J.
$HHW_{\text{maßg.}}$: für die Deichbemessung maßgebender Sturmflut-Wasserstand	

Das Kopfende jedes jährlichen Deichbauabschnittes war je nach Lage zur Hauptangriffsrichtung der Sturmfluten besonders zu schützen. Mindestens über einen Winter mußte diese Konstruktion – die sogenannte Vorkopfsicherung – den Sturmfluten trotzen. Nach den Erfahrungen hat sich folgende Konstruktion bewährt: Der Sand wird in der Deichachse relativ hoch aufgespült. Damit wird ein ausreichender, kostengünstiger Schutz des provisorischen Deichfußes geschaffen. Beim Deckwerk wird auf die sonst übliche Gerölllage und auf eine Verklammerung verzichtet. Einen entsprechenden Aufbau erhält auch die Steinabdeckung bis zum Deichkopf. Diese Steine werden im Rahmen der Arbeiten für das folgende Baulos wieder aufgenommen und verwendet. Eine um den Kopf herumführende Baustraße wie auch ein Steindepot sind aus Unterhaltungsgründen erforderlich.

5.2 Deckwerk

Das Deckwerk ist das Bauteil eines scharliegenden Deiches, das täglich, besonders aber bei den relativ häufigen kleineren Sturmfluten, extrem belastet wird.

Der Kostenanteil des Deckwerkes an den Gesamtkosten des Vordeiches ist verhältnismäßig hoch und betrug bei der hier beschriebenen Baumaßnahme 21 %.



Draufsicht Vorkopfsicherung

Schnitt A - A

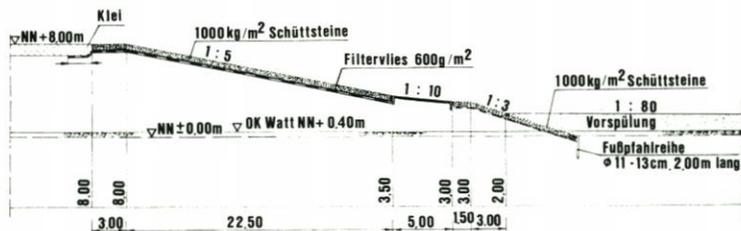


Abb. 6

Für den Vordeich der Nordstrander Bucht hat sich ein Standard-Deckwerk ergeben, das insbesondere die schwierigen Einbaubedingungen im Tidebereich berücksichtigt. Allein 1986 waren rd. 40 000 m² Deckwerk zu bauen.

Das Deckwerk kann günstigenfalls unmittelbar nach den Sandspülarbeiten gebaut werden. Dadurch geraten diese Arbeiten jedoch in eine Jahreszeit, in der kleine Sturmfluten häufiger auftreten. Besonders witterungsabhängig ist die Verklammerung des Deckwerkes, die erst nach Fertigstellung der Wellenüberschlagssicherung als Fahrstraße, wie sie für diese Arbeiten benötigt wird, vorgenommen werden kann. Die Verklammerung mit heißem Asphaltmastix hat neben den hohen Kosten auch den Nachteil der großen Witterungsabhängigkeit (Nässe und Sauberkeit der Gesteinsoberfläche). Ein kostengünstigeres und witterungsunabhängigeres Material zum Verklammern der Steine ist der kolloidale Mörtel, der sich

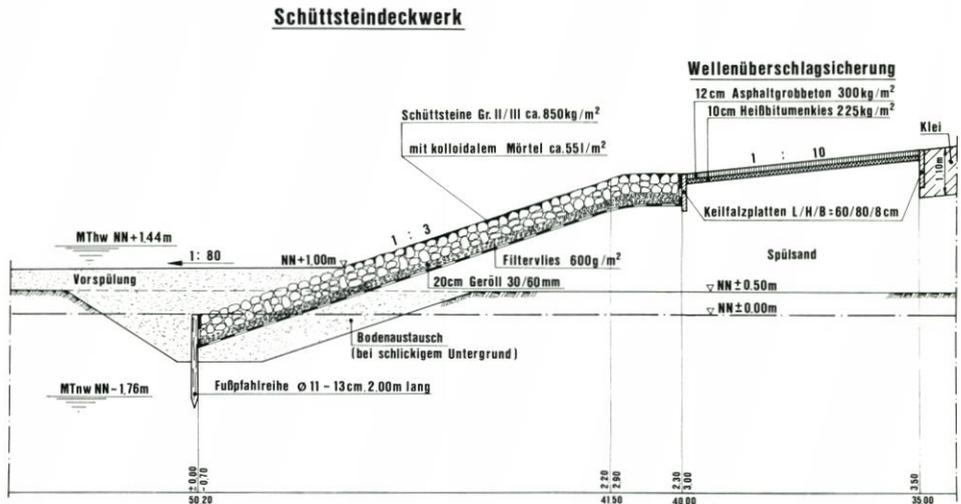


Abb. 7

durch sein günstiges Fließverhalten, seine Entmischungsstabilität und seine guten Haftungseigenschaften auszeichnet. Die Einbaumenge des kolloidal aufbereiteten Mörtels ist derart zu begrenzen (max. 55 l/m²), daß kein starres Deckwerk entsteht. Bei Abrissarbeiten von provisorischen Deckwerken, die mit kolloidalem Mörtel verklammert waren, konnte ein guter Verbund mit Granitsteinen festgestellt werden. Die Eindringtiefen entsprachen den Erfordernissen.

Die Verklammerung erhöht die Stabilität der Einzelsteine gegenüber den Wellenkräften um ein Vielfaches. Außerdem reduziert sie die Gefahr der mutwilligen Zerstörung.

5.3 Wellenüberschlagssicherung und Deichverteidigungsweg

Die Wellenüberschlagssicherung stellt den Übergang zwischen dem rauhen Steindeckwerk und der weichen Kleiabdeckung dar. Ihre Neigung und ihre Höhe sind aufgrund der Erfahrungen so gewählt, daß Zerstörungen der Grasnarbe durch tägliches Spritzwasser sowie Erosionsschäden durch häufige kleine und mittlere Sturmfluten an der Kleiböschung vermieden werden.

Gleichzeitig dient die 5 m breite Wellenüberschlagssicherung als Treibselabfuhrweg.

Die Stärke der Asphaltbetondecke ergibt sich aus der Belastungsgröße „Wasserüberdruck von innen“. Sie beträgt 15 cm. Der Unterbau der Decke besteht aus einer rd. 7 cm dicken Sauberkeitsschicht aus Heißbitumenkies. Gegenüber dem kostengünstigen Rüttelunterbau ist diese Methode unabhängig von Niederschlägen während der Einbauphase.

Der 3 m breite Deichverteidigungsweg befindet sich auf der Binnenberme des Deiches, rd. 2 m über MThw. Er dient dem Materialtransport für die Deichunterhaltung, vor allem aber auch zum schnellen Heranführen von Material und Mannschaft bei etwaigen größeren Sturmflutschäden.

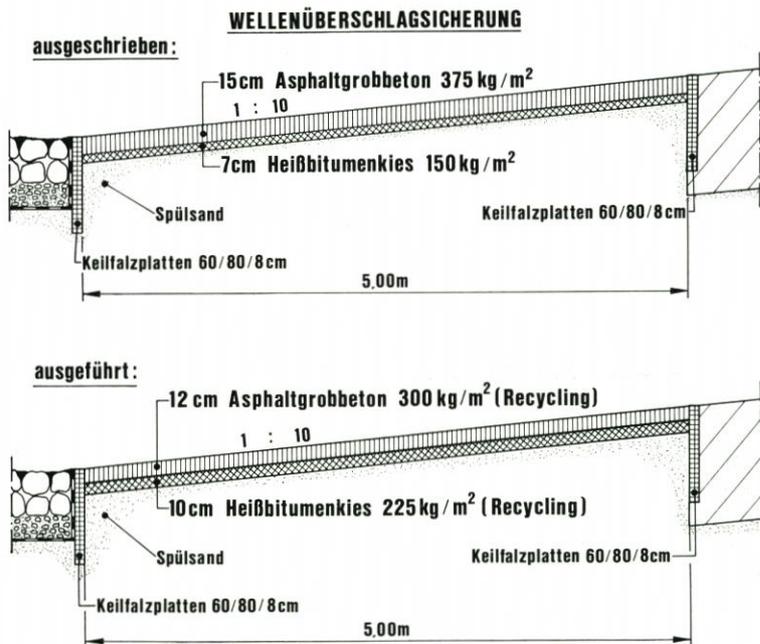


Abb. 8

5.4 Kleiabdeckung

Landesschutzdeiche werden so bemessen, daß sie den bei Eintritt des Bemessungswasserstandes zu erwartenden Kräften genügend lange Widerstand leisten können, so daß kein Deichbruch eintritt. Dazu sind flache Böschungen auf der Außen- und Binnenseite und eine genügend widerstandsfähige Deichoberfläche wesentliche Voraussetzungen.

Die Außenböschung ist im Bereich des Bemessungswasserstandes 1:8 geneigt, so daß eine gut gepflegte Grasnarbe den zu erwartenden Belastungen standhält. Der Klei wird außen bis über die Krone mindestens 1,00 m, auf der Innenseite mindestens 0,50 m stark angedeckt.

Regelprofil des neuen Deiches mit Deckwerk

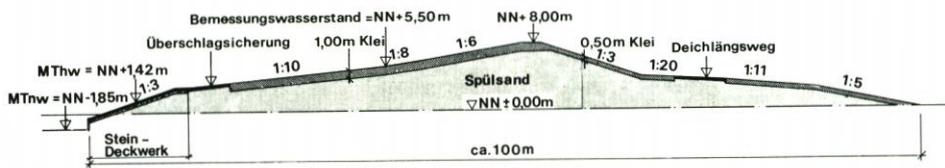


Abb. 9

MThw: mittleres Tidehochwasser
 MTnw: mittleres Tideniedrigwasser

Wegen seines hohen Wassergehaltes in der Entnahme war die geförderte Kleimenge um rd. 20 % größer als die eingebaute.

Aufgrund des hohen Salzgehaltes des Kleibodens konnte die Ansaat erst frühestens zwei Jahre nach Andeckung erfolgen. Vor der Ansaat wurden Bodenproben entnommen und auf

Salzgehalt und Nährstoffgehalt untersucht. Eine Aussaat erfolgte erst dann, wenn der Salzgehalt unter 5‰ abgesunken war. Die Düngegaben richteten sich nach den fehlenden Nährstoffen. Nennenswerte Schäden an der Kleiböschung (Auswaschungen) traten während dieser Zeit nicht ein. Die Erosionsverluste im Bauabschnitt 1984 betragen während der Überwinterung 1984/85 im Mittel nur rd. 0,5 m³/lfdm Deich.

6. Wiederverwendung von Ausbauasphalt

6.1 Ausbauasphalt am Holmer Siel

Mitten in der Nordstrander Bucht, am südlichen Ufer der Holmer Fährre, war das neue Holmer Siel zu errichten. Diese Baustelle mußte über mehrere Jahre gegen Sturmfluten geschützt werden. Entsprechend war der Ringdeich zu dimensionieren. Als wirtschaftliche Materialien für Böschungsabdeckungen stehen grundsätzlich Klei und Asphalt zur Verfügung. Klei erfordert flachere Böschungsneigungen, so daß die aufzuspülenden und später wieder abzutragenden Sandmengen größer sind. Außerdem könnte der Ringdeich nicht befahren werden, wie es für den Baubetrieb nötig ist. Deshalb entschloß sich der Planer, rd. 20 000 t Asphalt als Abdeckung des Ringdeiches einzubauen und dieses Material später wieder zu verwenden.

6.2 Wiederverwendung beim Deichbau

Um möglichst das gesamte anfallende Asphalt-Altmaterial wieder verwenden zu können, bedurfte es besonderer Überlegungen. Das Material konnte erst nach erfolgreichem Deichschluß im Bereich der Holmer Fährre ausgebaut werden, weil der Ringdeich gleichzeitig die südliche Flanke für den Deichschluß bildete. Bis zu diesem Zeitpunkt mußte aber auch der Deich als nördliche Deichschlußflanke einschließlich Wellenüberschlagssicherung und bituminöser Tragschicht des Deichverteidigungsweges bis an die Deichschlußlücke herangebaut sein.

Die Wellenüberschlagssicherung und der Deichverteidigungsweg waren die Bauteile, wo wesentliche Mengen Ausbauasphalt verwendet werden konnten. Deshalb wurden 1986 beide Bauteile in vorläufiger Bauweise und geringerer Dicke hergestellt, um sie 1987 unter Einsatz von Ausbauasphalt endgültig auszubauen.

6.3 Güteanforderungen

Die Ergebnisse eingehender Voruntersuchungen vor dem Ausbau bildeten die Basis für die Rezeptur des neuen Mischgutes. An dessen Qualität wurden die gleichen Anforderungen gestellt, wie sie für Asphaltmischgut aus gebrauchten Baustoffen gelten.

Fachlabors untersuchten an einer Vielzahl von Proben das vorhandene Material nach Bindemittelgehalt, Bindemittelleigenschaften und Kornzusammensetzung, und zwar wegen des unterschiedlichen Aufbaus getrennt nach Außen- und Binnenböschung.

Mit dem Ziel, möglichst einen hohen Anteil Ausbauasphalt wiederzuverwenden, wurde eine Rezeptur entwickelt, die den hohen Güteanforderungen im Wasserbau entsprach. Der Vorschlag war,

– für die Tragschicht des Deichverteidigungsweges bis zu 60 % Ausbauasphalt und

– für die Wellenüberschlagssicherung bis zu 80 % Ausbauasphalt einzusetzen. Der allgemein zulässige Anteil Alt-Asphalt von ca. 25 % im Straßenbau wurde damit bei weitem überschritten. Tatsächlich wurden für die Wellenüberschlagssicherung rd. 75 Gewichts-Proz., für den Deichverteidigungsweg rd. 55 Gewichts-Proz. eingebaut.

Laufende Kontrollprüfungen des eingebauten Materials ermöglichten, die Zusammensetzung bei Bedarf so zu verändern, daß das Endprodukt den Anforderungen entsprach. – 1987 wurde der gesamte anfallende Ausbauasphalt verwendet. Anschließende Kontrollen führten zu keinen Beanstandungen. Künftige Beobachtungen werden zeigen, wie sich das Material unter natürlichen Bedingungen mittel- und langfristig bewährt.

Beschreibung der Anlage

Die mobile Asphaltmischanlage, Fabrikat SIM, bestand im wesentlichen aus folgenden Einheiten:

1. 4fach Doseur für Fräsgut (fahrbar)
2. 2fach Doseur für Splitt mit Steuerkabine und Heizöltank (fahrbar)
3. Förderbänder
4. Recyclingtrommel (fahrbar)
5. Trockentrommel
6. Mischer
7. Verlaudesilo mit Kratzförderband
8. Filterentstaubung (fahrbar)
9. Bitumentank (fahrbar)
10. Füllersilo
11. Stromaggregat – Tagbetrieb
12. Stromaggregat – Nachtbetrieb

Der Asphalt des Ringdeiches wurde parallel zu den Deichschlußarbeiten, ohne die Sicherheit der Deichschlußarbeiten zu gefährden, abgetragen. Hydraulikbagger brachen die Decke zu

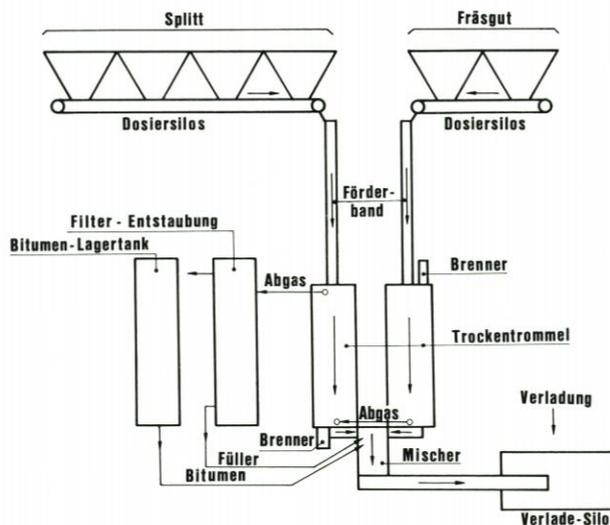


Abb. 10

Schollen auf. An der mobilen Mischanlage zerkleinerte ein Brecher die Schollen zu dem gewünschten Asphaltgranulat.

Dieses Material wurde über Förderbänder und Bandwaage einer Trockentrommel zugeführt und im Gleichstrom möglichst schonend getrocknet und erhitzt.

Die einzelnen, zusätzlich erforderlichen Splittsorten wurden gleichzeitig über Transportbänder und eine Bandwaage einer zweiten Trockentrommel zugeführt und im Gegenstromverfahren erhitzt.

Bei der Aufbereitung von Granulat läßt es sich – auch bei der Verwendung einer Gleichstromtrommel – kaum vermeiden, daß durch die Erhitzung des Altbitumens Kohlenwasserstoffe frei werden und durch leichten Schwelbrand in Flammennähe größere Mengen Kohlenmonoxyd entstehen. Aus diesem Grunde wurden die Abgase der ersten Trommel (Fräsgut) an der Brennerseite in die zweite Trommel (Splitt) eingeführt und so hoch erhitzt, daß die Kohlenwasserstoff- und Co-Anteile weitgehendst verbrannten.

Die Abgase aus der zweiten Trommel wurden dann mit einem Exhaustor abgesaugt und über einen Filter und einen 12 m hohen Kamin an die Außenluft abgegeben.

Die einzelnen Splittsorten und das separat erhitzte Granulat wurden nach Durchlaufen der beiden Trockentrommeln in einen Durchlaufmischer geleitet. In diesem Mischer wurde der Mischung das noch fehlende Bitumen und evtl. Füller beigegeben.

Die Anlage besaß ihre eigene Stromversorgung. Das Kernstück der Anlage war die Doppeltrommeldurchlauf-Mischanlage mit einer Stundenleistung von ca. 30 bis 110 t.

7. Sielbauwerke

Aufgrund der wasserwirtschaftlichen Bedürfnisse und im Hinblick auf den Betrieb des Salzwasserbiotops sind drei Siele erforderlich:

- Holmer Siel: Ersatz des bestehenden Arlau-Siels und -Schöpfwerks zur Entwässerung des Arlau- und Jelstromgebietes
- Lüttmoor Siel: Einlaßbauwerk für den Salzwasserbiotop
- Siel Sönke-Nissen-Koog: Ersatz für das bestehende, rd. 1500 m nördlicher liegende alte Siel

7.1 Holmer Siel

Das gegenwärtige Einzugsgebiet der Arlau- und des Jelstromgebietes umfaßt rd. 292 km². Davon beträgt der Geestanteil rd. 70 %.

Die Wasserbewirtschaftung auf den tiefliegenden Marschflächen erfolgt mit Hilfe von Unterschöpfwerken. Die Deiche beiderseits der Arlau sind wegen des Mooruntergrundes niedrig, so daß wegen des begrenzten Speicherraumes von rd. 1,3 Mio. m³ ein Spitzenschöpfwerk erforderlich ist. Vier Kreiselpumpen mit einer maximalen Leistung von rd. 26 m³/s pumpen bei hohen Niederschlägen das Binnenwasser in die Nordsee. Das Arlau-Siel besteht aus zwei Kammern mit je 12 m² Abflußquerschnitt.

Das Jelstromeinzugsgebiet von rd. 20 km² Marschfläche entwässert über ein eigenes Schöpfwerk direkt in die Nordsee. Zur Verringerung der Betriebskosten und für den Notfall kann der Jelstrom bei entsprechenden Vorflutverhältnissen über einen Verbindungskanal in die Arlau entwässern.

Die bestehende Entwässerung ist unzureichend und wird zunehmend erschwert, weil verstärkte Abflüsse aus dem Hinterland infolge zunehmender Befestigung und Bebauung von

Flächen auftreten und andererseits außendeichs die Tidehochwasserstände steigen und die Häufigkeit von Sturmfluten zunehmen.

Auf tiefliegenden Wattflächen innerhalb der Vordeichungsfläche vor der Hattstedter Marsch wurde für das Arlau- und Jelstromeinzugsgebiet ein Speicherbecken von rd. 4,3 km² mit einem Speichervolumen von rd. 6,4 Mio. m³ zwischen NN - 1,20 und NN + 0,20 m angelegt. Das Speicherbecken entwässert durch das Holmer Siel in die Nordsee. Das bisherige Spitzenschöpfwerk kann stillgelegt werden.

Für die Binnenentwässerung stehen am Holmer Siel vier Kammern mit je rd. 25 m² Abflußquerschnitt zur Verfügung. Eine zusätzliche und von dem Speicherbecken getrennte Abflußkammer dient dem Zu- und Abfluß von Salzwasser für den im neuen Koog liegenden Salzwasserbiotop.

Dimensionierung des Speicherbeckens

Das Speicherbecken ist so angelegt, daß es den wasserwirtschaftlichen Erfordernissen des Binnenlandes sowie den Belangen des Naturschutzes und der Landwirtschaftspflege optimal Rechnung trägt. Nach Norden hin schafft ein Erddamm und im Bereich des Holmer Siels eine Stahlbetonwand die erforderliche Abgrenzung zum Salzwasserbiotop. Die Grenze nach Süden bildet ebenfalls ein Erddamm. Mit Ausnahme des Salzwasserbiotops können alle eingedeichten Flächen in das Speicherbecken entwässern und aus diesem auch bewässert werden.

Das Speicherbecken und der Sielquerschnitt wurden nach DREBES dimensioniert. Nach dieser Berechnungsmethode ist das Speicherbecken in Verbindung mit vier Sielkammern für ein Extremereignis ausgelegt, das statistisch etwa alle 100 Jahre einmal zu erwarten ist.

Konstruktive Grundsätze

Die Sielkammern haben folgende Abmessungen:

Kammerbreite	6,00 m
Kammerhöhe	4,30 m
Drempelhöhe	NN - 3,70 m

Der neue Abflußquerschnitt ist demnach insgesamt 4mal größer als der der alten Arlau-Schleuse, nämlich rd. 100 m².

Bei der Bestimmung der Bauwerksabmessungen ist von folgenden Grundsätzen ausgegangen worden:

- die obere Wanddicke muß mindestens 0,50 m betragen, um den Beton wegen starker Bewehrung einwandfrei einbauen und verdichten zu können,
- für die Dicke am Wandfuß ist die Einhaltung der nach DIN 1045 zulässigen Vergleichsspannung maßgebend,
- die Gleitsicherheits- und Kippsicherheitsnachweise sind für den aktiven Erddruck zu führen.

Sohlensicherung

Jedes Siel stellt ein Hindernis für den natürlichen Abfluß dar. In seinem Nahbereich kommt es zu erheblichen Strömungsgeschwindigkeiten. Verwirbelungen und Ablösungen von Stromfäden verursachen darüber hinaus Strömungskräfte, die ein Vielfaches der Kräfte von zweidimensionalen Strömungen erreichen können. Die Sohlensicherung muß deshalb zwei

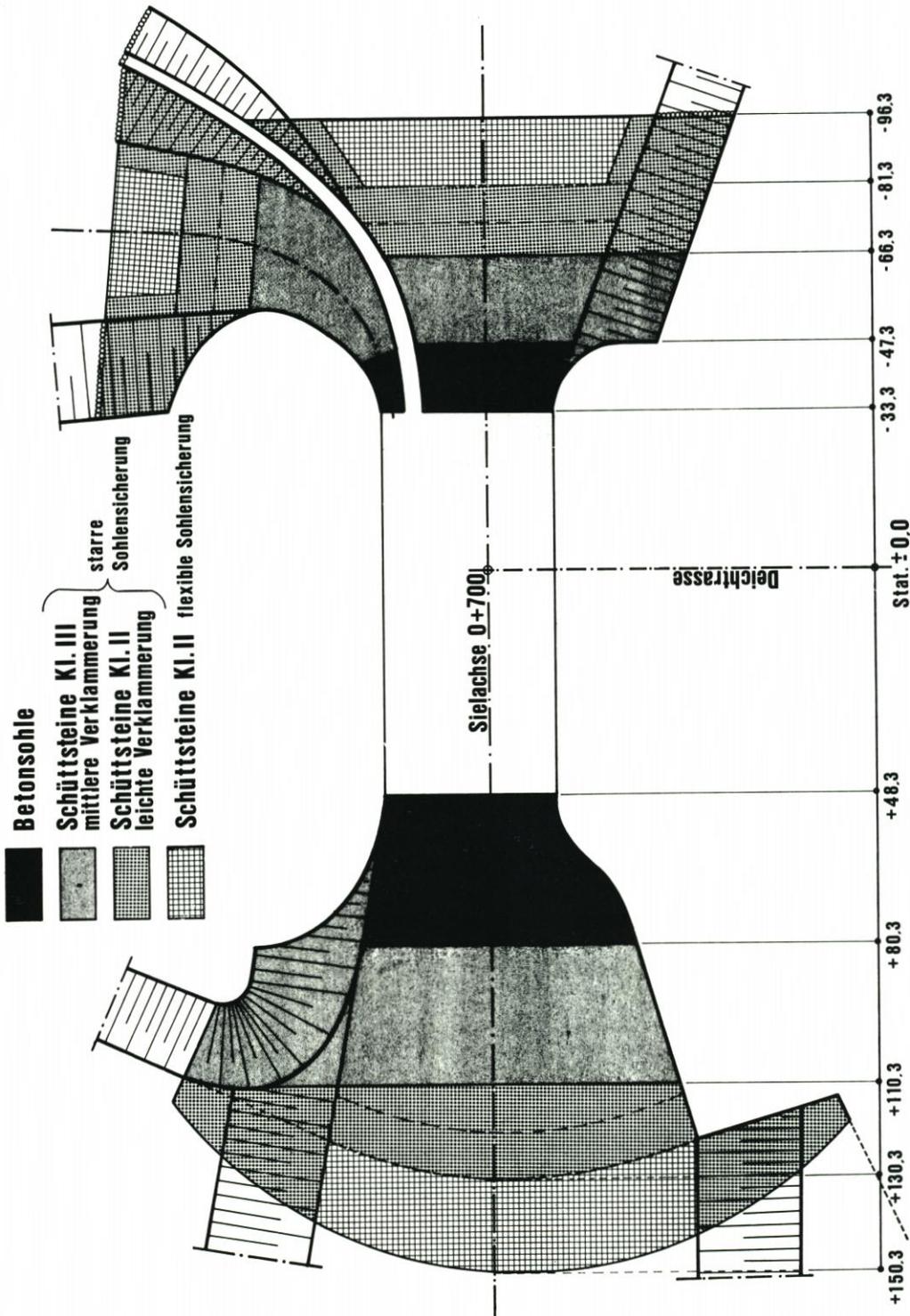


Abb. 12

Filterschicht erforderlich, wenn die Betonsohle wider Erwarten nicht wasserdicht sein sollte.

An die Betonsohle schließt eine Befestigung mit Schüttsteinen an. Die Bemessung der Schüttsteingröße erfolgte nach KNISS für lose Schüttungen: Die Strömungskräfte wurden in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit unter Berücksichtigung von Turbulenzerscheinungen ermittelt und bestimmen die Steingröße. Sie liegt im vorliegenden Falle zwischen Klasse II und Klasse IV, und zwar für Metallhüttenschlackensteine.

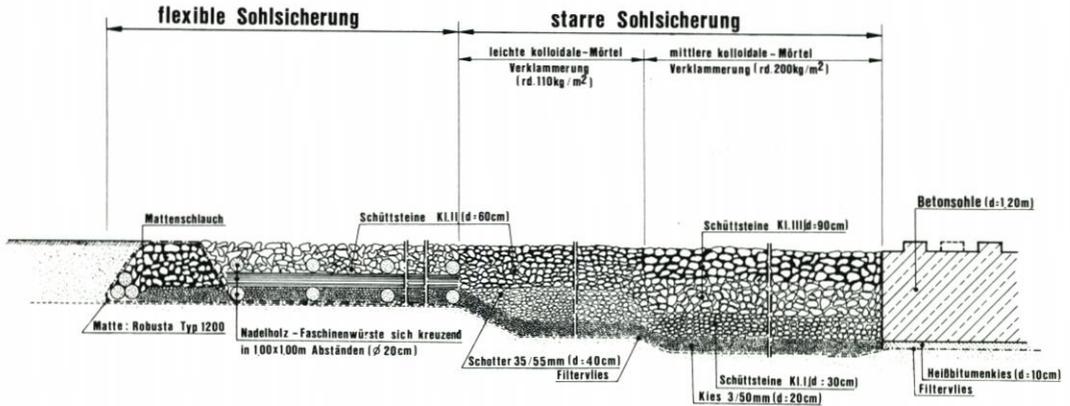


Abb. 13

Wegen der Unwägbarkeiten in den Berechnungsmethoden und -annahmen und aufgrund bekannter Schäden an bestehenden Sohlsicherungen sind zusätzlich ausgeführt worden:

- Verklammerung der Schüttsteine im starren Sohlsicherungsbereich mit kolloidalem Mörtel, so daß die Wasserdurchlässigkeit im erforderlichen Maße gegeben ist,
- natürlich abgestufter Mineralkornfilter zusätzlich zum Vlies,
- die Schichtdicke der Schüttsteine entspricht dem zweifachen des jeweiligen maximalen Steindurchmessers.

Um- und Unterläufigkeit

Zur Vermeidung von Sickerströmungen wurden rd. 12 m lange Um- und rd. 6 m lange Unterläufigkeitsspundwände Larssen 22 eingebaut. Sie bewirken eine Verlängerung des natürlichen Sickerweges und damit den erforderlichen Druckabbau. Für die Sickerströmung sind folgende Randwerte zugrundegelegt worden:

- Tidewasserstand außen: NN + 6,50 m, das entspricht dem maßgebenden Sturmflutwasserstand zuzüglich 1,0 m Sicherheit
- Binnenwasserstand: NN - 0,50 m

Die erforderliche Länge der Spundwände ergibt sich nach der empirischen Formel:

$$L \geq c \times H$$

Dabei ist L die ungünstigste Sickerstreckenlänge unter dem Bauwerk, H der diesem Weg abgebaute Wasserüberdruck und c ein von der durchströmten Bodenart abhängiger Wert (hier: c = 8,5).

Die horizontale Sickerstrecke l_h wird gegenüber der vertikalen Sickerstrecke l_v nur mit $\frac{1}{3}$

berücksichtigt, um dem vorhandenen Unterschied in der Durchlässigkeit in horizontaler und vertikaler Richtung näherungsweise Rechnung zu tragen:

$$L_v + \frac{1}{3} L_h \geq c \times H$$

Wasserhaltung

Bei einer bis auf NN - 7,0 m liegenden Baugrubensohle und einem MThw von rd. NN + 1,50 m war eine leistungsfähige und flexible Grundwasserabsenkungsanlage erforderlich. Wegen einer bindigen Bodenschicht (Eemschluff) in einer Tiefe von rd. NN - 14 m lagen zwei Grundwasserleiter vor.

Die Absenkung des oberen Grundwassers erfolgte mit 17 Einzelbrunnen, die außerhalb der Baugrube angeordnet waren und ihr Wasser durch eine Sammelringleitung über den Ringdeich in die Nordsee abgaben.

Der untere Grundwasserleiter ist gespannt und korrespondiert mit den Nordsee-Wasserständen. Zur Entspannung dieses Grundwasserleiters sind vier Brunnen durch die Eemschicht getrieben worden. Um zu vermeiden, daß sich der obere Grundwasserleiter mit Wasser aus dem unteren Grundwasser-Stockwerk füllt, ist die Eemschicht nach dem Durchrammen wieder abgedichtet worden. Die Leistung dieser Entspannungsbrunnen ist in einem umfangreichen Untersuchungsprogramm ermittelt worden. Es zeigte sich, daß mit diesen Brunnen eine ausreichende Sicherheit gegenüber Sohlaufbrüchen - selbst bei Extremsturmfluten - bestand.

Sielverschlüsse

Deichsiele dienen der Binnenentwässerung, werden aber erst im Zusammenhang mit Deichbauten erforderlich und gehören deswegen als Bestandteil zum Deich.

Ein Siel als Anlage des Landesschutzdeiches muß die entsprechende Sicherheit gegenüber Sturmfluten bieten und zwei voneinander unabhängige Verschlussmöglichkeiten enthalten.

Als erste Sicherheit ist für jede Kammer ein Stemmtorpaar vorhanden. Die Stemmtore bestehen aus Bongossiholz, Güteklasse I, mit Beschlägen und Verbänden aus Stahl 1.4571. Der Kraftfluß bei geschlossenen Toren erfolgt über horizontale Druckstäbe von den mittleren Anschlagssäulen zu den seitlichen Wendesäulen. Die Tore sind mit Steuerklappen ausgerüstet.

Der Verbund aus hochwertigem Stahl 1.4571 ist teuer, erhöht das Gewicht des Tores und beeinträchtigt damit seine Leichtgängigkeit. Für künftige Siele sollen deswegen die Überlegungen hinsichtlich der Anwendung von Anschlagtoren, die die Kräfte über den oberen und unteren Drempel abtragen, intensiviert werden. Außerdem wäre abzuwägen, ob für extreme Belastungsfälle Sollbruchstellen vorzusehen sind, die zusätzliche Verbände überflüssig machen.

Die Bemessung der Tore erfolgte für einen Außenwasserstand von NN + 6,50 m (maßgebender Wasserstand + 1,0 m Wellenhöhe) und einem Binnenwasserstand von NN - 0,50 m.

Die Stemmtore liegen im geöffneten Zustand außerhalb des durchströmten Kammerquerschnitts in Nischen.

Durch die Sielkammer für das Salzwasserbiotop soll nicht nur die Entleerung (Regelfall), sondern auch die Füllung möglich sein. Beim Füllvorgang können die Steuerklappen und die Stemmtore deswegen festgesetzt werden.

Für den Fall, daß die Stemmtore versagen, ist in jeder Sielkammer ein Hubschütz als

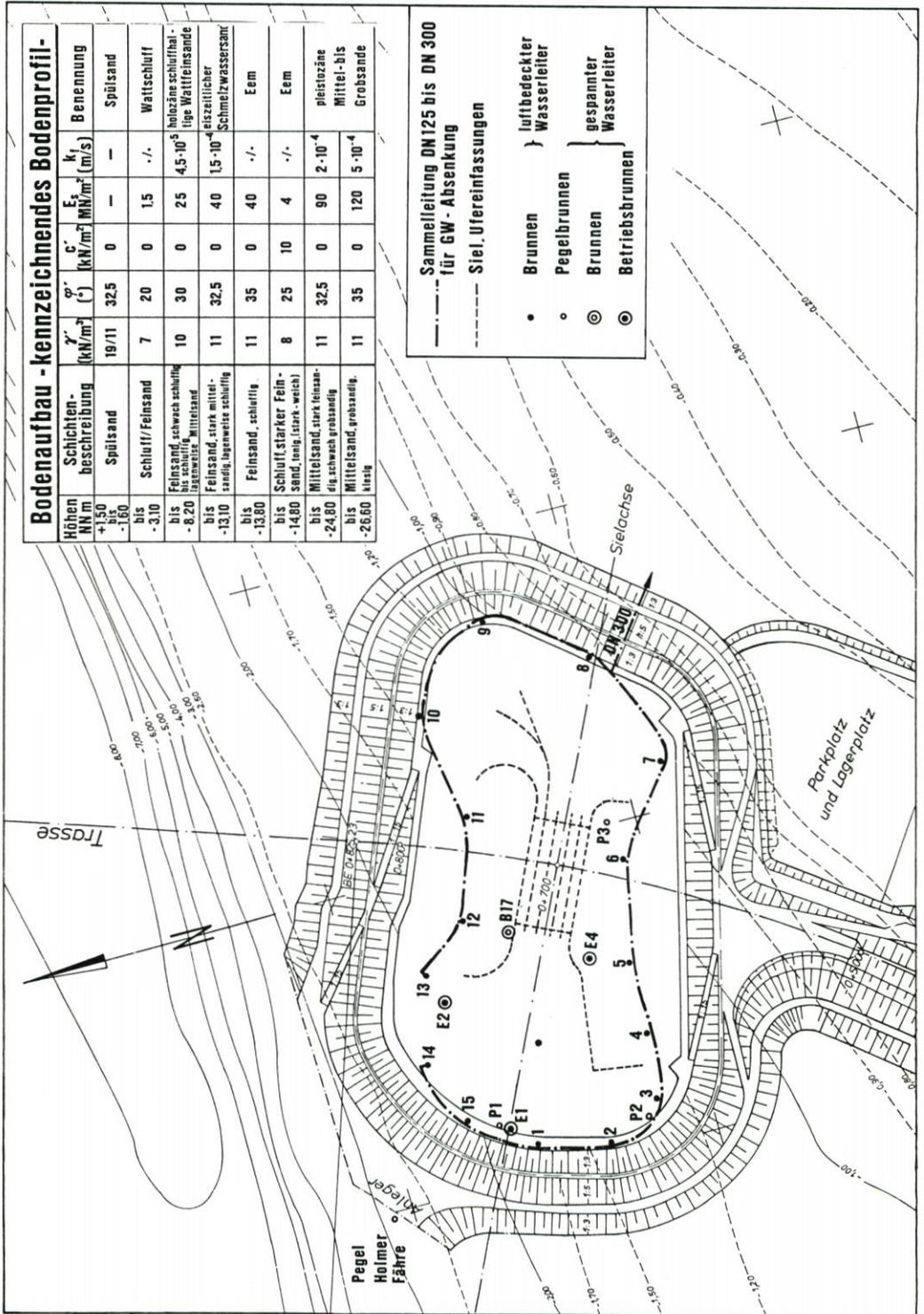


Abb. 14

zweites Sicherheitsorgan eingebaut worden. Die aus Bongossi bestehenden Schütze werden bei zu erwartenden Sturmfluten vorsorglich möglichst weit abgesenkt. Der Antrieb der rd. 13 t schweren Schütztäfel erfolgt mit synchron laufenden Spindeln. Es sind Trapezgewindespindeln und Spindelmuttern aus Bronze. Kegelradgetriebe mit einem Übersetzungsverhältnis von 8:1 gewährleisten das Öffnen oder Schließen einer Schütztäfel in ca. 25 Minuten. Alle Spindelantriebe sind auf einer Flurhöhe von NN + 7,20 m im Hochbauteil installiert und somit hochwasserfrei. Bei Betrieb erfolgt eine automatische Dauerschmierung der Spindeln.

Zusätzlich zu den Hubschützen sind in zwei der vier Entwässerungskammern noch Sommerstau angeordnet worden. Diese Stau haben die Aufgabe, den Minimalwasserstand im Speicherbecken während des Sommers auf Höhen zwischen NN - 1,50 m und NN - 1,90 m zu begrenzen. Auf Nischenspüleinrichtungen und Vorrichtungen für die Eisfreihaltung bei den Verschlüssen ist verzichtet worden.

7.2 Lüttmoor Siel

Der rd. 860 ha große Salzwasserbiotop soll mit einem weitgehend regulierbaren Wasserstand und regelmäßigen Salzwasseraustausch betrieben werden. Als Ziel werden variable Wasserstände zwischen NN - 0,5 m und NN + 1,0 m angestrebt.

Das Salzwasser-Einlaßbauwerk ist das Lüttmoor Siel. Als Auslaß dient eine eigene Kammer im Holmer Siel. Beide Bauwerke können auch die jeweilige andere Funktion übernehmen.

Die hydraulische Leistung des Lüttmoor Siels und der Auslaßkammer im Holmer Siel sind aufeinander abgestimmt. Beide Kammern sind 6,0 m breit. So ergeben sich nach hydraulischen Berechnungen folgende Füll- bzw. Entleerungszeiten:

- Füllen des Salzwasserbiotops durch das Lüttmoor Siel von NN - 0,50 m bis NN + 0,50 in rd. 3,5 Tiden (rd. 3×10^6 m³ Wasser)
- Leeren des Biotops durch das Holmer Siel von NN + 0,50 m bis NN - 0,50 m in rd. 3 Tiden.

Die Steuerung der Wasserstände erfolgt zentral vom Holmer Siel aus.

Wegen seiner besonderen Funktion als Ein- und Auslaßbauwerk erhält das Lüttmoor Siel zwei Hubschütze als erstes und zweites Deichsicherheitsorgan. Ihr Antrieb erfolgt über Doppelspindelantriebe mit automatischer Dauerschmierung.

Das Bauwerk ist flachgegründet worden. Es besteht im Deichbereich aus einer Sielröhre mit den Innenabmessungen von 6,0 × 3,55 m.

Die Ein- und Auslaufwände bestehen aus Winkelstützwänden aus Stahlbeton. Die zwischen den Winkelstützwänden liegende Sohlsicherung besteht aus verklammerten Steinschüttungen. Stärke und Gewicht der einzelnen Steine sind nach den zu erwartenden Geschwindigkeiten des aus- und einströmenden Wassers bemessen worden. Die Kornabstufungen des darunter angeordneten Filters sind so gewählt, daß kein Boden ausgespült werden kann.

7.3 Siel „Sönke-Nissen-Koog-Schleuse“

Das Einzugsgebiet, das durch die Sönke-Nissen-Koog-Schleuse entwässert wird, ist rd. 3000 ha groß.

Die bisherige Entwässerung erfolgte durch ein Siel rd. 2 km nördlich der Anbindung des

neuen Vordeiches an den Landesschutzdeich vor dem Sönke-Nissen-Koog. Der Neubau des Siels in Verbindung mit dem rd. 40 ha großen Speicherbecken ist kostengünstiger als das alte Siel im Rahmen der Deichverstärkung entsprechend umzubauen. Außerdem verhindert das Speicherbecken die bisher bei starken Niederschlägen auftretenden Überschwemmungen im Niederungsgebiet.

Das Speicherbecken ist Klei- und Bodenentnahme für die geplante Deichverstärkung vor dem Sönke-Nissen-Koog.

Das neue Außentief ist kürzer als das bisherige. Das Speicherbecken übernimmt zusätzlich die Funktion eines Spülbeckens, um das Außentief räumen zu können.

Im übrigen gelten die Konstruktionsprinzipien wie beim Holmer Siel.

8. Deichschluß in der Holmer Fähre

8.1 Allgemeines

Der Transportdamm, der angelehnt an den bestehenden Lorendamm nach Nordstrandischmoor gebaut worden ist, teilt die gesamte abgedeichte Fläche in zwei Teiltidebecken.

Beide Becken wurden bis zum Deichschluß durch zwei leistungsfähige Priele mit entsprechend großem Durchflußquerschnitt gefüllt und geleert.

Das Tidevolumen bei mittlerer Tide betrug für das nördliche Teilbecken rd. 3 Mio. m³, für das südliche rd. 33 Mio. m³. Der Deichschluß Süd übertraf – gemessen an dem abzuschließenden Tidevolumen – bei weitem alle bisherigen Deichschlüsse an der deutschen Küste.

8.2 Verschiedene Deichschlußverfahren

Im Rahmen einer Vordeichung stellt der Deichschluß die entscheidende Bauphase dar.

Mit fortschreitendem Deichbau erhöhen sich die Strömungsgeschwindigkeiten in der jeweils verbleibenden Deichschlußlücke. Die Deichschlußkonstruktion selbst, ihre Flanken und die Sohle müssen diesen Strömungskräften widerstehen. Bei den Deichschlußverfahren unterscheidet man den allmählichen (= stufenweisen) und den momentanen (= schlagartigen) Verbau.

Die Entscheidung hinsichtlich des anzuwendenden Deichschlußverfahrens im Bereich der Holmer Fähre ist mit Hilfe der niederländischen Ingenieurgesellschaft Haskoning/Rijkswaterstaat getroffen worden.

Die Ingenieurgesellschaft hatte

- zu untersuchen, welche Methoden der Abschließung aufgrund technischer Überlegungen in Frage kommen,
- Entwürfe für die Abschließungen mit Kostenanschlag anzufertigen,
- eine Risikoanalyse auszuarbeiten.

Der vertikal aufgebaute Steindamm (Methode IVc der Tab. 2) ist für den vorliegenden Fall die technisch und wirtschaftlich optimale Lösung. Sie ist schließlich ausgeschrieben und ausgeführt worden.

Tabelle 2: Übersicht der Bewertungsergebnisse
 ++ = sehr günstig, + = günstig, -- = ungünstig, - = weniger günstig

Abschließungsmethoden	Hydraulik	Bodenmechanik	konstr. Gestaltung	Bewertungskriterien		
				Risiken in Durchführung	Kosten	Zeit
				Durchführung	Vorbereitung	Durchführung
I. momentane Abschließung	a) Schiebermethode (Brücke)	-	--	-	-	++
	b) Durchlaßcaisson	+ / ++	- / +	+	--	++
II. allmähliche horizontale Abschließung	a) Kistendamm	--	-	--	+	--
	b) Caissons	--	--	-	--	+
	c) Sand	++	++	- / --	++	+
	d) Steindamm	-	-	-	+	-
III. allmähliche vertikale Abschließung	a) Steindamm (Steinlader + Schw. Kran)	+	+	+	+	-
	b) Steindamm (Hilfsbrücke)	+	+	++	-	- / +
	c) Steindamm (Kabelbahn)	+	+	++	--	- / +
IV. Kombination der Abschließungen	a) Caissons mit hoher Schwelle (I _b -II _a)	--	-	-	--	+
	b) Durchlaßcaissons mit hoher Schwelle (III _a -II _a)	+	+	+	--	++
	c) Steindamm mit Steinlader u. Lkws (I _a +II _d)	+	+	+	+	+

8.3 Planungsvorgaben

8.3.1 Entwässerung der Arlau- und Jelstromeinzugsgebiete

Als Folge der Deichschlußarbeiten wurde die Entwässerung des Arlau- und Jelstromgebietes kurzzeitig erschwert.

Bis zum Abschluß des allmählichen Verbaues der Holmer Fährre war vor dem alten Arlau-Siel mit einer Anhebung des Wasserstandes bei mittlerer Springtide bis auf NN + 0,70 m zu rechnen. Dieser Wasserstand ist höher als in der Arlau, so daß vorübergehend ausschließlich mit Hilfe des alten Schöpfwerkes entwässert werden mußte.

8.3.2 Hydraulische Rahmenbedingungen

Die maßgebenden Belastungen für den Steindamm ergaben sich aus außergewöhnlichen Ereignissen mit großen Wasserstandsunterschieden zwischen Hoch- und Niedrigwasser.

Um die Wahrscheinlichkeit des Auftretens extremer Sturmflutereignisse während der kritischen Bauphasen möglichst gering zu halten, mußte der Steindamm in der Zeit von April bis Juli gebaut werden.

Der Bemessung ist eine theoretisch höchste Sommersturmflut und eine besonders niedrige Sommertide bei Oststurm zugrundegelegt worden. Als Berechnungsgrundlage dienten Pegelaufzeichnungen, die am Pegel Holmer Fährre zwischen 1971 und 1980 in den Monaten April bis Oktober aufgezeichnet worden sind. Gewählt wurde ein Windstauereignis, das statistisch alle 25 Jahre einmal erreicht bzw. überschritten worden ist. Die Bemessungsturmflut ergab sich aus der Überlagerung des so ermittelten Windstaus von 2,10 m mit der mittleren Springtide mit einer Höhe von NN + 3,70 m.

Der maßgebende Niedrigwasserstand ergab sich aus der Überlagerung der mittleren Springtide mit einem um 80 cm abgesenkten TnW, das im Sommerhalbjahr bei Oststurm zu erwarten ist. Das entspricht einem Niedrigwasserstand von NN - 3,0 m.

Die zu berücksichtigende Wellenhöhe wird im wesentlichen bestimmt durch Wassertiefe, Streichlänge, Windgeschwindigkeit, Winddauer und Windrichtung. Für die Wassertiefe ist

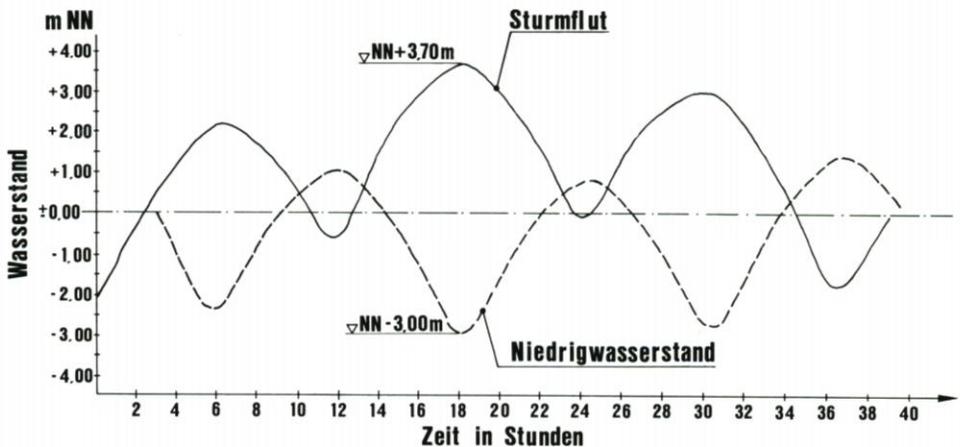


Abb. 15

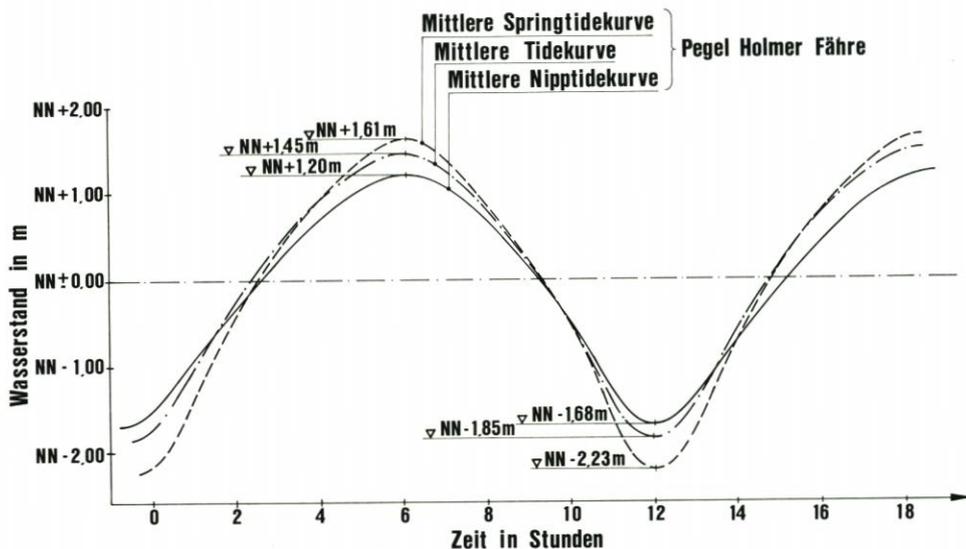


Abb. 16

eine mittlere Sohlenlage von NN - 1,75 m zugrunde gelegt worden. Außerdem waren folgende Beziehungen für die Berechnung der signifikanten Wellenhöhe maßgebend:

$$H \leq 0,4 \times (HW + 1,75) \text{ als Obergrenze}$$

$$H \leq 2,20 \text{ m}$$

$$H \leq 0,3 \times (HW + 1,75) \text{ als mittlere Wellenhöhe}$$

$$H \leq 1,65 \text{ m}$$

8.3.3 Bodenverhältnisse

Zur Beurteilung der Bodenbeschaffenheit im Bereich des Deichschlusses Süd sind umfassende Sondierungen und Bohrungen ausgeführt worden.

Die Standsicherheitsberechnungen des Steindammes ergaben bei einem Sicherheitsgrad $\mu = 1,2$ eine erforderliche Böschungsneigung von 1:2 bis 1:4.

8.4 Bodenschutz

8.4.1 Größe und Bestandteile des Bodenschutzes

Die Einengung des Strömungsquerschnittes im Deichschlußbereich führt zu einer Erhöhung der Turbulenzen und Strömungsgeschwindigkeiten auf ein Mehrfaches der ursprünglichen Werte. Dadurch wird das bis dahin nahezu im Gleichgewicht stehende System von Strömungsverhältnissen und Sohlform nachhaltig gestört. Es entwickeln sich in den ungeschützten Bereichen der Sohle Erosionen (Kolke), die die Standsicherheit eines Steindammes gefährden können. Deshalb war ein entsprechender Bodenschutz erforderlich, der folgenden Anforderungen zu genügen hatte: Sanddichtheit, Stabilität gegenüber den Strömungskräften

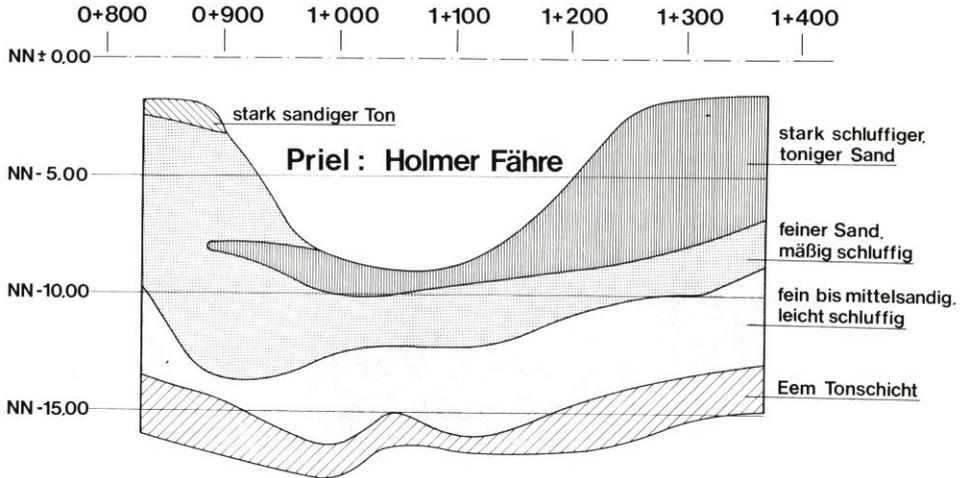


Abb. 17

(Steingröße), ausreichende Festigkeit gegenüber den Kräften, die während der Verlegung auftreten (Einschwimmen, Absenken), ausreichende Lebensdauer und Wirtschaftlichkeit.

Gegenüber einem wasserundurchlässigen Bodenschutz ist eine „offene“ Filterkonstruktion technisch und wirtschaftlich vorteilhafter. Der Aufbau eines Mineralkornfilters entsprechend der Filterregel $D_{50}:d_{50} = 6$ bis 7 ist zwar möglich, wegen der Einbauschwierigkeiten und der relativ großen Dicke aber unwirtschaftlich. Kostengünstiger ist es, die Sanddichtheit (mechanische Filterstabilität) mit einem entsprechend dimensionierten Kunststofffilter zu erreichen. Gegenüber den klassischen Sinkstücken aus Reisig ist das Gewebe bei niedrigeren Kosten sanddichter.

Die Weidenholzlage in einer Stärke von rd. 8 cm erfüllt mehrere Aufgaben. In Verbindung mit den drei Lagen Weidewürsten bewirkt sie den erforderlichen Auftrieb von rd. 25 kg/m^2 für die Zeit, in der die Matte in Warteposition im Wasser liegt und für die Zeit des Einschwimmens. Zum anderen erhöht die Reisiglage die Lagestabilität der Matte während der Einbauphase und verhindert, daß sich die Matte verzieht oder an den Ecken und Seiten umschlägt. Eine weitere Aufgabe der Reisiglage besteht darin, daß sie bei der späteren Beschüttung mit Steinen von 60–300 kg – wobei Einzelsteine mit höherem Gewicht nicht auszuschließen sind – das Gewebe schützt.

Die Größe der Schüttsteine bestimmt sich aufgrund der berechneten Strömungsgeschwindigkeiten. Es sind zwei unterschiedliche Belastungszeiträume zu betrachten.

Für den Belastungsfall „Überwinterung“ (Zeitraum zwischen Fertigstellung der Sohlsicherung [1985] und Beginn des Steindammbaus [1987]) waren Steine mit einem Einzelgewicht von 10 bis 60 kg lagestabil.

Während des Einbaues des Steindammes (Bauzeit rd. 8 Wochen) ergaben sich in Abhängigkeit von der Höhenlage der Sohle und der Entfernung von der Achse des Steindammes erforderliche Steingewichte von 60 bis 300 kg, bzw. 1 bis 3 t.

Die erforderliche Länge einer Sohlsicherung bestimmt sich aus den erwarteten Strömungsverhältnissen (Geschwindigkeit und Turbulenz), aus der Dauer dieser Beanspruchung (Bauzeit des Steindammes) und der Bodenbeschaffenheit (besonders der Korngröße).

Der Sohlenschutz besteht aus zwei Mattenreihen, die an ihrem jeweiligen äußeren Rand mit aneinandergereihten Betonklötzen beschwert sind. Die einzelnen Matten weisen eine

Überlappung von 2,0 m auf. Am jeweiligen Außenrand der Matte liegt ein Betonrandbalken mit einem Gewicht von rd. 750 kg/m. Er setzt sich aus rd. 1,50 m langen Einzelbetonblöcken zusammen, die die Aufgabe haben, die Mattenränder auf der Sohle zu halten. Außerdem bewirken sie, daß sich die Matten in die sich ausbildende Kolke legen. Damit wird die Gefahr einer größeren Ausräumung der Kolkböschung verringert.

8.4.2 Ausführung des Bodenschutzes

Die Sinkstücke von 120 m Länge und 30 m Breite sind unmittelbar südöstlich der Sielinsel auf einer etwa 0,5 ha großen aufgespülten Fläche hergestellt worden.

Die Randbanken wurden in einer besonderen Baugrube an der Matte befestigt und während des Einschwimmvorgangs von einer eigens dafür gebauten Schwimmkonstruktion getragen.

Ein Schlepper zog die Matte zur Einbaustelle, wo sie mit Hilfe eines Pontons und eines Steinstürzers in genaue Position gebracht wurde. Hatte die Matte die Sollposition erreicht, senkte ein Steinstürzer durch Beschüttung mit 150 kg/m² Geröll die schwimmende Matte ab.

Ein Absenkvorgang dauerte etwa 45 Minuten, das vorangehende Einmessen der schwimmenden Geräte etwa 1 Stunde. Entscheidend für das genaue Verlegen war die Positionierung des Pontons und des Steinstürzers. Die Feinpositionierung des Pontons erfolgte über vier Ankerwinden. Der Steinstürzer als zweiter Festpunkt konnte sich mit Bug- und Heckschottel selbst in genaue Position bringen und hielt sich mit Hilfe von sechs Ankerwinden in den Sollpositionen über der abzusenkenden Matte.

Der Bodenschutz erstreckte sich über einen tiefen Bereich, in dem das Absenken zu jeder Tidezeit stattfinden konnte, und über einen Bereich in der Wasserwechselzone, wo nur bei Stromkenterung zur Hochwasserzeit eine Matte abgesenkt werden konnte. Die Leistung im tiefen Bereich betrug im Mittel eine Matte pro Tag. Im flachen Bereich war die Leistung geringer, und es bestand die Gefahr der Berührung zwischen Steinstürzer und Matte.

Die Beanspruchung der Sohlensicherung, insbesondere durch die hohen Fließgeschwindigkeiten während der Deichschlußphase, erforderte eine zusätzliche Beschüttung der Sinkstücke mit 1 t/m² (Steingewicht 60–300 kg/Stein). Die Beschüttung erfolgte kontinuierlich vom selbstfahrenden Steinstürzer.

8.4.3 Kontrollmessung der verlegten Matten und der Steinschüttungen

Die Einmessung der verlegten Matte und der Beschüttung teilte sich in die Landvermessung für die Randbereiche und die Seevermessung im Mittelbereich.

Die Landvermessung erfolgte durch tachymetrische Aufnahme und durch optische Kontrollen. Im bis zu 8 m tiefen Mittelbereich wurde ein Vermessungsschiff in Verbindung mit einer Polarortung und einem Echographen eingesetzt. Diese Arbeit übernahm ein hydrographisches Vermessungsbüro.

Als Basisstation wurde eine Totalstation mit V-24 Schnittstelle im örtlichen System aufgebaut und orientiert. An das Instrument war ein Telemetrie-Sender angeschlossen, der im 0,4-Sekunden-Takt die gemessenen Winkel- und Streckenwerte an den Telemetrie-Empfänger an Bord des Schiffes übertrug. Ein Calculator besorgte die Weiterverarbeitung zu Koordina-

Absenkvorgang im Schnitt

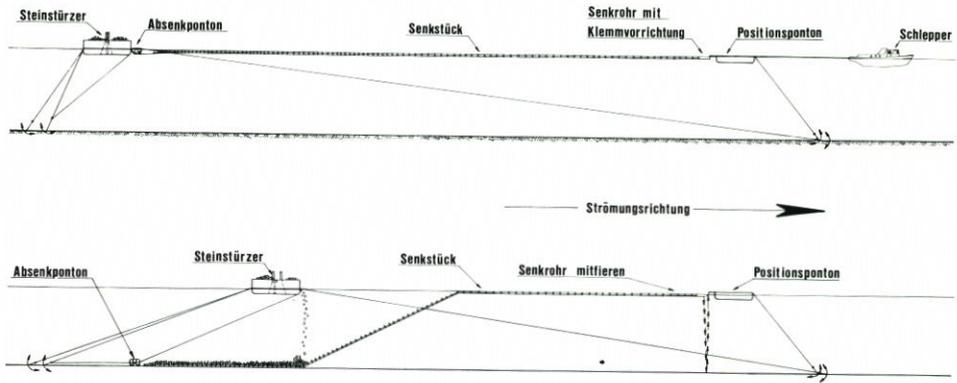


Abb. 18

ten und die Weitergabe an einen Plotter, auf dem das Meßgebiet in der Soll-darstellung im Format DIN A 3 bereits eingespannt war.

Die Verbindung zum Echographen stellten Eventmarken her. Beim Echolot kam ein eng bündelnder 210 kHz Schwinger zum Einsatz.

Mit diesen Hilfsmitteln wurden die jeweils kurz zuvor verlegten Matten und später auch die Steinschüttungen in den geforderten Profilen abgefahren. Die Ergebnisse der Mattenvermessung wurden in einem Gesamtplan dargestellt, wobei den Überlappungen das besondere Augenmerk galt. Bei der Steinschüttung war primär der Höhenvergleich der Oberkante und des Urgeländes wichtig. Die abgestufte farbige Darstellung der Überdeckung im Lageplan ermöglichte es, Schwachstellen ggfs. zu erkennen und entsprechende Nacharbeiten zu veranlassen.

Das angewandte Verfahren hat sich bewährt. Die Echolotung hat zudem zusätzliche Informationen über beschädigte Sinkstücke ergeben, die dann unverzüglich saniert werden konnten. Das Verfahren selbst ist durch Taucher und im flachen Bereich visuell laufend kontrolliert worden.

8.5 Antransport und Lagerung des Steinmaterials

Für die Deichschlußarbeiten waren rd. 400 000 t Steinmaterial zu liefern. Das Steinmaterial kam aus einem norwegischen Steinbruch in der Nähe von Bergen (Eikefet) und einem schwedischen Steinbruch in der Nähe von Göteborg (Thorshamskrossen). Es handelt sich um Gneis, der die Forderungen der Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine erfüllt.

Die Steine wurden auf einem 20 000-t-Ponton mit den Abmessungen 120 × 30 m und max. Tiefgang von rd. 6,50 m angeliefert. Für diesen Antransport waren mehrere bauliche Maßnahmen erforderlich:

1. Die Holmer Fähre war in Teilbereichen zu vertiefen (Baggermenge: rd. 15 000 m³).
2. Ein Teil des Steinmaterials mußte an der bestehenden Spundwand-Kaje im Nordwesten der Sielbauinsel umgeschlagen werden, um Wartezeiten des Pontons und des 8000 PS starken Hochseeschleppers (Tageskosten rd. 20 000,- DM) zu verringern. Dazu war es erforder-

lich, vor der Kaje eine nahezu ebene Sohle auf NN - 4,50 m herzustellen, damit der Ponton zum Entladen auf die Sohle abgesenkt werden konnte und somit verankert war. Ein anderer Teil der Steine konnte am Ankerplatz in der Holmer Fähr direkt auf Steinstürzer umgeschlagen und dann eingebaut werden.

Das Steinmaterial wurde von einem auf dem Ponton stationierten Hydraulikbagger (Gewicht 85 t mit schmalen Laufwerk, Reichweite 12 m) direkt auf die Steinstürzer oder auf Lastkraftwagen und Muldenkipper umgeladen. Der Schürfkübel des Hydraulikbaggers wies einen Inhalt von $4,5 \text{ m}^3$ auf. Die mittlere Stundenleistung im theoretisch ständigen Einsatz lag bei 500 bis 600 t/h. Die Vorgabe für die Dauer der Entladung eines Pontons betrug 72 Stunden.

Das Material für den Steindamm mußte vor Beginn der Abschließungsarbeiten vollständig angeliefert sein, um einen kontinuierlichen Einbau zu gewährleisten. Die Steine konnten auf einer rd. 10 ha großen Fläche südöstlich der Bauinsel zwischengelagert und nach verschiedenen Größen und Gewichten sortiert werden.

8.6 Bau des Steindammes

Den Empfehlungen des Gutachtens entsprechend wurde der Steindamm lagenweise in sieben Schichten von im Mittel 1,50 m Dicke aufgebaut. Die Innen- und Außenböschung erhielt eine einheitliche Neigung von 1:2. Dies erforderte im tiefen Bereich eine maximale Breite des Dammfußes von rd. 50 m. Die Kronenbreite der obersten Schicht betrug 5 m.

Für das gesamte Bauwerk wurden rd. 150 000 t Steine benötigt. Der lagenweise Aufbau des Steindammes führte zu einer kontinuierlichen Verkleinerung des Durchflußquerschnittes und damit zur Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten, für die bis zu 3,2 m/s bei mittlerer Tide und bis zu 4,5 m/s bei einer Sommersturmflut errechnet wurden. Auf diesen Grundlagen ist das erforderliche Einzelsteingewicht ermittelt worden: für die unteren drei Lagen (bis NN - 3,25 m) 60 - 300 kg ($60\,000 \text{ t}$), für die oberen vier Lagen 1 - 3 t ($90\,000 \text{ t}$).

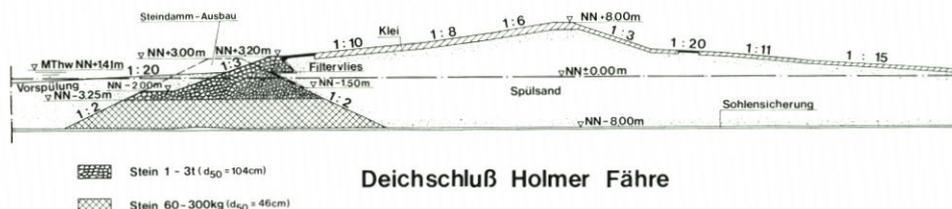


Abb. 19

Im April 1987 begann der Bau des Steindammes. Die Schüttung der Lagen 1 bis 4 erfolgte im Naßbetrieb durch schwimmendes Gerät. Im Steinlager südlich der Bauinsel wurden die Steine mit einem Hydraulikbagger (Schaufelinhalt $4,5 \text{ m}^3$, 450 PS) auf Muldenkipper mit einer Tragfähigkeit von 25 bzw. 45 t geladen und von dort auf das schwimmende Gerät transportiert. Bei Einsatz von vier Fahrzeugen lag die durchschnittliche Transportleistung bei 550 t/ Stunde.

Der Naßeinbau erfolgte mit einem Steinstürzer und einer Spaltschute, die beide keinen eigenen Antrieb besaßen. Ihre Tragfähigkeit betrug jeweils rd. 500 t. Die unterschiedlichen Entladungssysteme der beiden Fahrzeuge wurden gewählt, um eine möglichst ebene Schüttungsoberkante zu erhalten. Bei Entladung der Spaltschute entsteht mittig unter der Schiffs-

einheit eine etwa 5 m breite und 1,5 m hohe Schüttung von bis zu 27 m Länge. Beim Entladungsvorgang des Steinstürzers ergeben sich dagegen jeweils zwei Schüttungen beidseitig neben der Schiffseinheit von je 2,5 m Breite und 1,5 m Höhe.

Die abwechselnde Entladung der Transportsysteme an der genau festgelegten Position wurde durch einen eigens dafür hergerichteten Ponton erreicht, der über insgesamt sechs Ankerseile gehalten wurde und mit Hilfe von Hydraulikwinden manövrierbar war.

Die Position des Pontons konnte über eine Laserortung auf 0,5 m genau eingemessen werden.

Die Schütthöhe wurde vom Ponton aus mit Hilfe eines verschiebbaren Echolotes laufend kontrolliert. Wurden Fehlbereiche festgestellt, konnte gezielt nachgeschüttet werden.

Parallel zum Naßeinbau wurden 25 000 t Steine der Gewichtsklasse 1 bis 3 im Fährbetrieb vom Steinlager Süd auf die Nordseite der Deichschlußöffnung gebracht und dort zwischengelagert. Diese Steine waren für den Trockeneinbau von der Nordseite her bestimmt, um den Stromstrich von den erosionsanfälligen Bereichen im flacheren nördlichen Teil der Deichschlußlücke in den tieferen Teil der Holmer Fähre abzulenken. Als Fähre diente ein von Schleppern gezogener Ponton, auf dem jeweils fünf Muldenkipper mit einem Fassungsvermögen von je 30 t übergesetzt werden konnten.

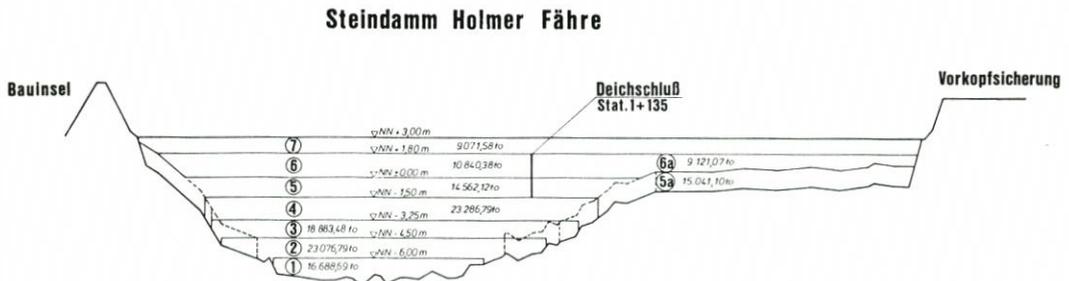


Abb. 20

Der Einbau der fünften Steindammschicht erfolgte zunächst von Norden aus mit insgesamt vier Muldenkippern. Als Schüttmaterial für die 5. Lage dienten Steine von 1 bis 3 t Gewicht. Die Muldenkipper fuhren rückwärts auf den Steindamm und kippten ihre Ladung vor Kopf ab. Ein Polypbagger verteilte die Schüttung anschließend auf die gesamte Steindammbreite.

Um den Muldenkippern das Fahren auf dem Steindamm zu ermöglichen, mußte zusätzlich Verzweckungsmaterial eingebracht und gleichmäßig auf der Krone verteilt werden. Das Verzweckungsmaterial bestand aus Deckwerksteinen und Geröll. Die Einbauzeiten verkürzten sich durch den allmählichen Anstieg des Tideniedrigwassers auf der Binnenseite von anfangs 6 h pro Tide auf etwa 2 h bei Schließung der fünften Schicht.

Der Einbau der sechsten Steindammlage bis zur Höhe von etwa MThw + 30 cm war tideunabhängiger, so daß die durchschnittliche Leistung auf 750 t/h anstieg. Als Verzweckungsmaterial konnte in diesem Höhenbereich auch Sand verwendet werden, weil die Dammkrone nicht mehr überströmt wurde.

Am 29. 5. 1987, gegen 17.00 Uhr, war die sechste, für das Gelingen des Deichschlusses entscheidende Schicht eingebaut.

An den folgenden Tagen wurde der Damm durch den Einbau der siebten Schicht mit rd. 10 000 t Steinen auf eine Kronenhöhe von NN + 3,00 m gebracht und damit auch gegen die zugrundegelegte Bemessungsturmflut gesichert.

Da der Steindamm durchströmt werden konnte, blieb auf der Binnenseite ein Tidehub von etwa 30 cm erhalten, was einem Tidevolumen von rd. 4 Mio. m³ entspricht.

Erst durch die anschließende Sandhinterspülung für den eigentlichen Deichkörper wurde die Durchströmung allmählich vermindert und schließlich ganz unterbunden. Der Steindamm übernahm damit die Funktion des Deckwerks für den neuen Deich.

8.7 Kontrollmessungen während der Deichschlußphase

Die Deichschlußarbeiten wurden von einem umfangreichen Meßprogramm begleitet, mit dessen Hilfe hydraulische und morphologische Veränderungen während der Einengung des Strömungsquerschnitts ermittelt wurden. Die Messungen begannen bereits 1982. In regelmäßigen Abständen sind Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserstände aufgezeichnet und Tiefenpeilungen im Bereich der späteren Deichschlußstelle vorgenommen worden.

Zu Beginn der Deichschlußarbeiten wurden weitere Meßgeräte installiert, so daß während der Deichschlußarbeiten kontinuierliche Wasserstandsmessungen an insgesamt fünf Pegeln land- und seewärts des Steindammes sowie Dauerstrommessungen an zwei Meßpfählen am westlichen und östlichen Rand des Bodenschutzes sowie vom Positionierungsponton aus im Dammbereich durchgeführt werden konnten (Abb. 21).

Darüber hinaus wurden jeweils nach Fertigstellung einer Steinschicht Strömungsmessungen mit Schwimmkörpern vorgenommen, um die Strömungsverteilung großflächig beurteilen zu können.

Der Beobachtung der Kolkentwicklung im ungesicherten Randbereich der Bodenschuttmatten dienten Tiefenmessungen von einem Meßschiff aus, das mit Polarortung und Echograph ausgerüstet war. Außerdem wurden in den kolkgefährdeten Bereichen in einem engen Raster von 10 bis 20 m Abstand Längs- und Querprofile aufgenommen. Nach Fertigstellung der dritten Schicht, als sich Kolkentwicklungen abzeichneten, wurden diese Messungen täglich ausgeführt und unmittelbar ausgewertet. Auf diese Weise lagen in der entscheidenden Deichschlußphase stets genaue Kenntnisse über die Kolkentwicklung vor.

Die Wasserstände auf der Binnenseite veränderten sich – wie vorausgerechnet – im wesentlichen erst beim Einbau der letzten vier Steindammlagen. Die größten Wasserstandsdifferenzen zwischen Binnen- und Außenpegel traten bei ablaufendem Wasser auf. Während des Einbaus der sechsten Lage wurde ein Maximalgefälle von etwa 2,2 m registriert.

In der Deichschlußlücke entstanden hohe Strömungsgeschwindigkeiten, die sich im unbefestigten Randbereich des Bodenschutzes jedoch auf weniger als 2 m/s verringerten. Bei den morphologischen Veränderungen im Bereich der Deichschlußlücke sind zwei Zeitabschnitte zu unterscheiden:

1. Die Zeit nach der Fertigstellung der Bauinsel und des Deiches mit Vorkopfsicherung (1985) bis zum Beginn des Steindammbaus (1987).
2. Die eigentliche Deichschlußphase vom 13. April bis zum 29. Mai 1987.

Die Einengung des Strömungsquerschnittes in der ersten Phase führte zu einer Verlagerung der tiefen Bereiche der Holmer Fähre nach Süden. Stellenweise traten Sohlenerosionen von bis zu 4,5 m Tiefe an der Westseite und von rd. 3 m Tiefe an der Ostseite des Bodenschutzes auf. Der Erosionsbeginn lag jedoch auf beiden Seiten 40–60 m vom Mattenrand entfernt.

Während der Aufschüttung des Steindammes konzentrierte sich die Kolkentwicklung auf die Westseite. Kolke von mehr als 8 m Tiefe im unmittelbaren Randbereich der Kolkenschutzmatte hätten die Standsicherheit des Steindammes gefährdet. Die tatsächliche Kolkentwicklung blieb aber besonders auf der Binnenseite deutlich geringer.

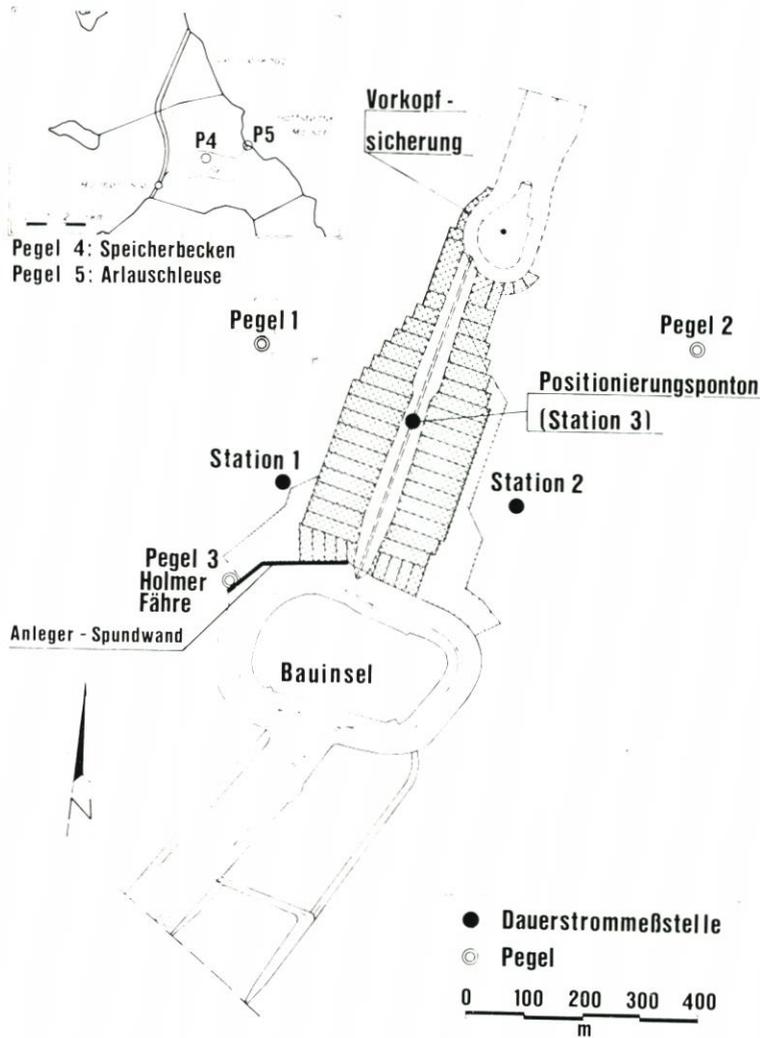


Abb. 21

Die größten Sohlenerosionen traten jeweils kurz vor Schließung der einzelnen Stein-
dammschichten, insbesondere der oberen Schichten, auf.

Am Beispiel eines Meßprofils südlich des tieferen Bereichs der Holmer Fähre werden die
starken Sohlveränderungen deutlich. Innerhalb von vier Tagen (9. 5. bis 13. 5.) entstanden auf
einer Länge von 40 m Auskolkungen von mehr als 4 m Tiefe.

Durch gezielte Lenkung des Baufortschritts von Norden bzw. von Süden her konnte eine
Verlagerung des Hauptstromstrichs in den tiefen Bereich der Holmer Fähre und damit eine
Verringerung der Erosion erreicht werden.

Eine detaillierte Auswertung der Meßergebnisse wird z.Z. im Hinblick auf künftige
vergleichbare Baumaßnahmen vorgenommen. Darin sollen die hydraulischen Verhältnisse
und die Kolkentwicklung in Abhängigkeit vom Baufortschritt dargestellt und ein Vergleich mit
den im Gutachten vorhergesagten Verhältnissen vorgenommen werden.

9. Schriftenverzeichnis

- VAN AALST, W.: The Closure of Tidal Basins. Delft University Press, 1984.
- AUSSCHUß „KÜSTENSCHUTZWERKE“ DER DGEG UND DER HTG: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981. Die Küste, H. 36 1981.
- BRÖSSKAMP, K.-H. u. a.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e. V. 1986.
- DREBES, H.: Untersuchungen über die Bemessungsgrundlagen tideabhängiger Entwässerungssysteme. Dissertation, 1972.
- HASKONING/RIJKS WATERSTAAT: Projekt Vordeichung Hattstedter Marsch – Deichschlußuntersuchungen. 1984 (unveröff.).
- KNISS, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Teil 1: Lose Steinschüttungen. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 42, 1977.
- KNOP, FRIEDRICH: Untersuchungen über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Mitt. Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig, H. 1961/1.
- LORENZEN, Johann M.: Gedanken zur Generalplanung im nordfriesischen Wattenmeer nach dem Manuskript von 1940. Die Küste, Jahrgang 5, Doppelheft, 1956.
- MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN: Generalplan „Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein“, Fortschreibung 1986.
- MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN: Gutachten zur geplanten Vordeichung der Nordstrander Bucht. Schriftenreihe der Landesregierung Schleswig-Holstein, H. 12, 1981.
- PETERSEN, Marcus: Der Heverstrom – Schicksalsstrom Nordfrieslands. Nordfriesisches Jahrbuch 1987.
- RODLOFF, W.: Über Wattwasserläufe. Mitt. des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 34, 1970.
- SAGGAU, W. u. STADELMANN, R.: Die Vordeichung Hattstedter Marsch, Bild-/Text-Dokumentation. Oktober 1988.
- ZANKE, M.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer Verlag, 1982.

Empfehlungen für eine wirksame Außentiefräumung als Ergebnis des Forschungsvorhabens „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“

VON HEIE F. ERCHINGER, HANS-GERD COLDEWEY und KLAUS PROBST

Zusammenfassung

Nach Abschluß des vom BMFT geförderten KFKI-Forschungsvorhabens werden die Ergebnisse der Untersuchungen in Ergänzung des Zwischenberichtes von 1986 in H. 44 dieser Reihe und die gewonnenen Erkenntnisse für die Unterhaltung von Außentiefs mitgeteilt.

Die Naturmessungen haben interessante Ergebnisse von Schwebstoffgehalten im Wattgebiet in Abhängigkeit von der Windstärke und im Außentief während der Spülströmungen gebracht und die Wirkung des Schiffsverkehrs auf die Materialumlagerung im Außentief erfaßt.

Eingehend wurde die Wirkungsweise von Stromräumbooten für die Außentiefunterhaltung erforscht. Die Sedimente und schllickig-schluffigen Schwebstoffe wurden durch Sieb- und Schlämmanalysen, mit Rasterelektronenmikroskop sowie mit dem Cilas-Laser-Granulometer analysiert und ergaben Einblicke in Sedimentaufbau und -veränderung nach Räumbooteinsatz. Durch Schwebstoffkonzentrationsmessungen wurden die Schwebstoffmobilisierung während Räum- und Beschleunigungsphasen sowie die Sedimentation während Verzögerungsphasen und die Schwebstofftransportmengen in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit ermittelt. Dabei wurden auch Sauerstoffgehalt und Temperatur während der Räumphasen erfaßt.

Unter Auswertung der erforschten Erkenntnisse werden Empfehlungen für die Unterhaltung von Außentiefs und für die Bemessung von Spülanlagen gegeben.

Summary

An interim report on the BMFT sponsored KFKI research project "Depth Stabilization of Offshore Channels", was presented in Volume 44 of "Die Küste". The results and conclusions of the project will be presented here.

The field measurements have led to interesting information on the effect of wind on suspended sediment transport in intertidal zones during flushing procedures as well as the influence of ship traffic on the distribution of material.

The effectiveness of current displacement boats (clearing boats) for offshore channel maintenance was investigated in detail. The sediment, and mud/silt material were analysed using sieves and mud analysis techniques using a raster electron microscope as well as a Cilas-Laser-Granulator. Suspended sediment concentration and velocity measurements allow a determination of the mobilization of suspended material during flushing and acceleration phases of the currents as well as the deposition during the deceleration phases. Water temperature and dissolved oxygen concentrations were also measured.

Based on these results, recommendations are made for the maintenance of offshore channels and the dimensioning of flushing techniques.

Inhalt

1. Einleitung	246
1.1 Das Forschungsvorhaben	246
1.2 Funktion des Außentiefs und Beeinflussung seiner Querschnittsgestaltung	247
2. Untersuchungen im Forschungsprojekt	250
2.1 Ziele der Untersuchungen	250

2.2 Versuchseinrichtungen	250
2.3 Versuchsdurchführung	251
3. Sediment- und Schwebstoffmessungen ohne Räumbooteinsatz	253
3.1 Abhängigkeit von Wind und Seegang	253
3.2 Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit bei Spülbetrieb und nach Spülunterbrechung	255
3.3 Einflüsse des Schiffsverkehrs	259
3.4 Schwebstofftransport	263
3.5 Optimierung des Spülbetriebs	264
4. Räumbooteinsatz für die Außentiefunterhaltung	267
4.1 Allgemein	267
4.2 Wirkungsweise von Räumgeräten	268
4.2.1 Stromräumboot	268
4.2.2 Hydraulische Egge und Schlickpflug	268
4.3 Versuchsdurchführung mit Räumbooteinsatz	270
5. Sediment- und Schwebstoffmessungen während des Räumbooteinsatzes	270
5.1 Analyseverfahren der Sediment- und Suspensionsproben	270
5.2 Sedimentverteilung im Watt und Außentiefprofil.	271
5.3 Sedimentverteilung nach Räumbooteinsatz	273
5.3.1 1. Versuchsreihe vom Mai/Juni 1986.	273
5.3.2 2. Versuchsreihe vom August 1986	274
5.4 Schwebstoffanalyse – mit und ohne Räumbooteinsatz	276
5.5 Schwebstofftransport	279
5.5.1 Schwebstoffkonzentration in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit	279
5.5.2 Schwebstoffkonzentration und -transport während einzelner Räumphasen	279
5.6 Vergleich der mobilisierten und transportierten Massen	285
5.7 Auswertung der Sauerstoff- und Temperaturmessungen	288
6. Bemessung der Spülanlage	288
7. Empfehlungen für Außentiefunterhaltung unter Verwertung der Forschungsergebnisse aus den Naturversuchen in Neßmersiel	290
7.1 Wirksame Spülströmung.	290
7.2 Räumbooteinsatz	290
7.3 Spüldauer, Gegenstau	291
7.4 Spülbeckengestaltung	291
7.5 Spülsielbemessung	292
7.6 Empfehlungen für die Neßmersieler Spülanlage	292
8. Schriftenverzeichnis	293

1. Einleitung

1.1 Das Forschungsvorhaben

In den Jahren 1983 bis 1986 wurden mit Hilfe von Naturmessungen die Möglichkeiten für die Räumung von Außentiefs durch Spülströme und den Einsatz von Stromräumbooten in einem Forschungsvorhaben untersucht.

Erste Ergebnisse wurden in „Die Küste“, Heft 44, vorgestellt. Weitere Ergebnisse zum Schwebstofftransport, die Untersuchungen zum Räumbooteinsatz sowie die gewonnenen Erkenntnisse werden in diesem Beitrag behandelt.

Dieses Forschungsvorhaben des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) wurde durch den Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) gefördert. Es bestand aus den drei Teilprojekten

- a) „Tiefenstabilisierung von Außentiefs (AT-S)“,
- b) „Natürliche Querschnitte von Außentiefs (AT-N)“,

c) „Strömungsänderungen durch fahrende Schiffe“. Dieser Bericht beinhaltet die Ergebnisse des erstgenannten Teilprojektes in Ergänzung des Zwischenberichtes von 1986 (ERCHINGER, COLDEWEY, PROBST). RENGER u. BEDNARCZIK sowie MÜLLER u. BINEK berichteten zu den Teilprojekten b) und c).

1.2 Funktion des Außentiefs und Beeinflussung seiner Querschnittsgestaltung

Außentiefs verbinden Siele und Schöpfwerke im Seedeich mit den tiefen Watt- rinnen und dienen als wattseitige Verlängerung der binnendeichs gelegenen Hauptvorfluter dem Oberflächenabfluß aus dem Binnenland und auch dem Schiffsverkehr zu den häufig am Siel angesiedelten Häfen. Zur Erhaltung ausreichender Querschnittsabmessungen bedarf es in der Regel geeigneter Unterhaltungsmaßnahmen. Außentiefs weisen daher anthropogen erweiterte Watt- rinnenquerschnitte auf.

Nach nahezu alljährlich durchgeführten Außentiefbaggerungen wurde 1977 in Neßmersiel zur Verbesserung der Vorflut- und Fahrwasserhältnisse eine Spülanlage mit Spülsiel und Spülbecken geschaffen (Abb. 1 u. 2). Der seit 1982 vollautomatisch eingerichtete Spülbetrieb hat bewirkt, daß

- die ein- bis zweijährigen Baggerungen des Außentiefs völlig eingestellt werden konnten,
- die Sohlenlage im hafennahen Bereich um etwa 40 cm vertieft werden konnte (Abb. 3) und
- auch der Querschnitt des Außentiefs unter NN - 0,5 m auf das etwa 1,8fache vergrößert wurde (Abb. 4).

Damit hat der Spülbetrieb nicht nur zu erheblichen Einsparungen geführt, sondern auch bewirkt, daß die Entwässerung und die Schifffahrt in diesem kleinen Außentief wesentlich bessere Bedingungen vorfinden.

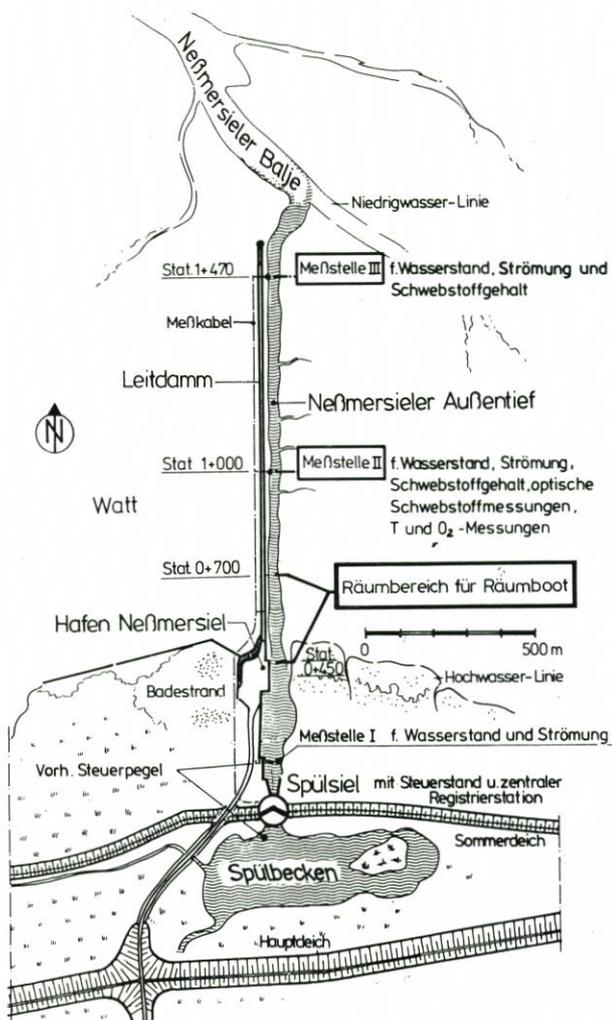


Abb. 1: Das Neßmersieler Außentief mit Spülbecken und Spülsiel sowie Meßstellen und Räumereich für die Untersuchungen im Forschungsvorhaben

Die Querschnittsfläche von Watttrinnen wird vor allem von den sie regelmäßig durchströmenden Tidewassermengen geprägt. Bei Außentiefs wird die erforderliche Weite und Tiefe erst durch zusätzliche Maßnahmen – in Neßmersiel durch regelmäßigen Spülbetrieb – erreicht. Die dabei erzielte Querschnittsfläche übertrifft den „natürlichen“ Querschnitt vielfach erheblich. Das führt dann dazu, daß die Tideströmungen sich verringern und zwar im reziproken Verhältnis zu der Querschnittsentwicklung.

Wird bei Außentiefs, deren Profil durch Spülung vergrößert worden ist, der Spülbetrieb unterbrochen, so kommt es infolge der verringerten Fließgeschwindigkeiten zu einer schnell-

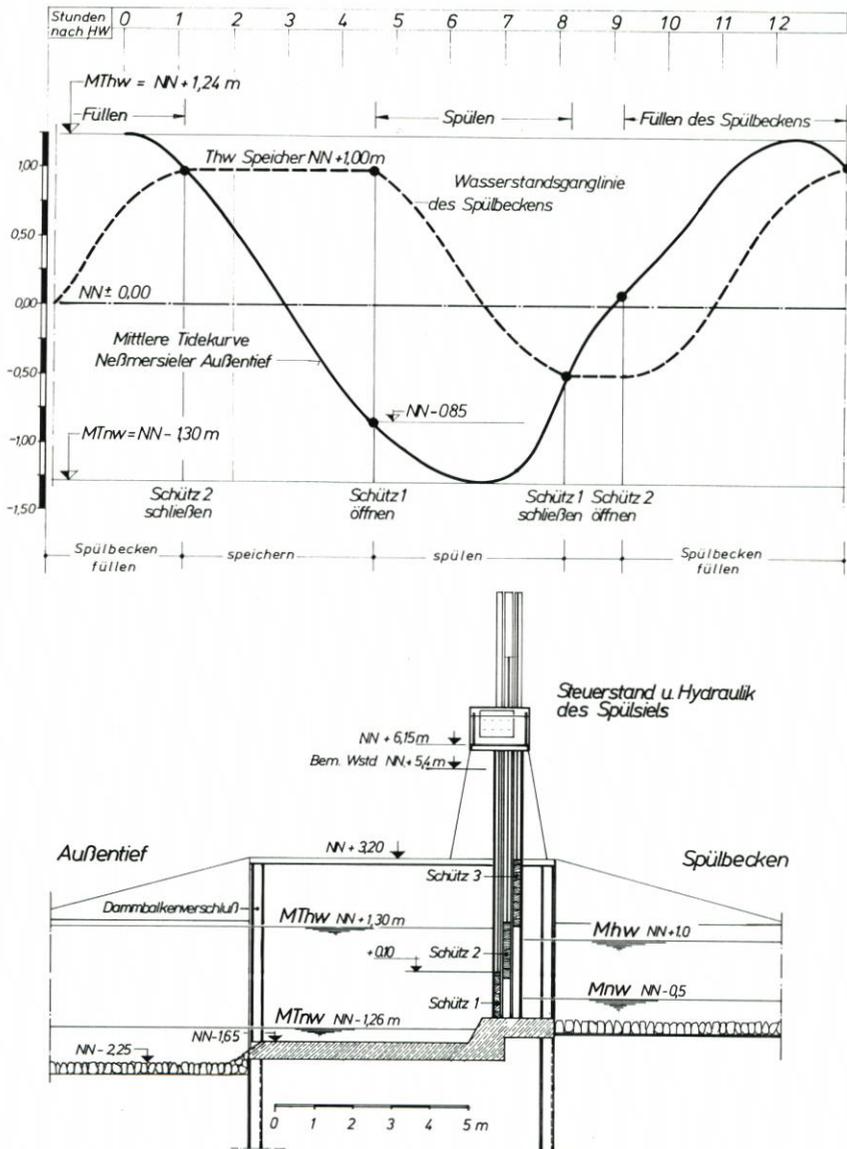


Abb. 2: Wasserstandsganglinie der Tide und des Spülbeckens in Neßmersiel mit Schaltmarken der automatischen Steuerung (oben); Längsschnitt durch das Spülsiel (unten)

len Rückbildung des Außentiefsquerschnitts durch Schwebstoffablagerung, die vor allem in Starkwindzeiten mit beträchtlicher Schwebstoffführung erhebliche Ausmaße annehmen kann.

Das Spülbecken in Neßmersiel unterliegt natürlich einer allmählichen Verschlickung. Die Menge des in das Spülbecken eintreibenden und sich ablagernden Materials wurde von ERCHINGER u. a. (1986) behandelt. Danach wird sich der Verlandungsraum des Spülbeckens in etwa 25 Jahren erfüllt haben. Dann erst wird durch weitere Verlandung das Spülvolumen erheblich eingeschränkt werden, so daß das Spülbecken zur Erhaltung des Speichervolumens und zur Schaffung eines neuen Verlandungsraumes ausgebaggert werden muß.

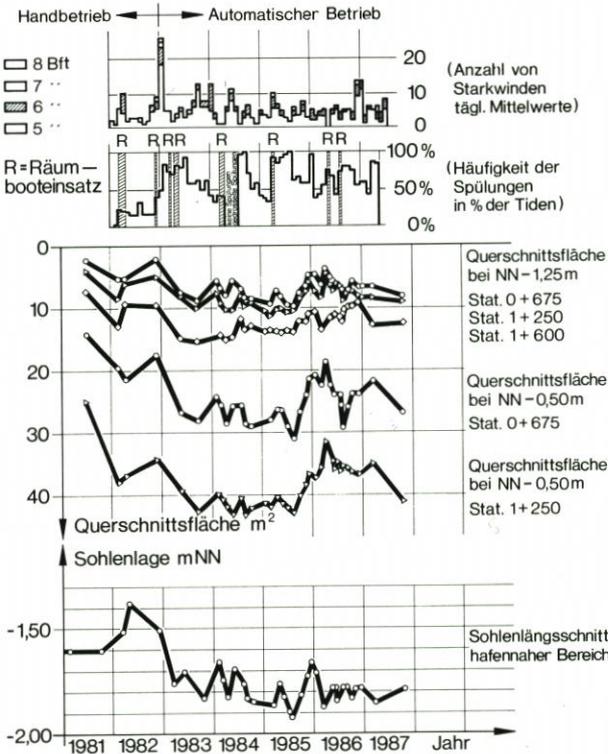


Abb. 3: Entwicklung der Außentief-Querschnittsflächen und der Sohlenlage im hafennahen Außentiefbereich

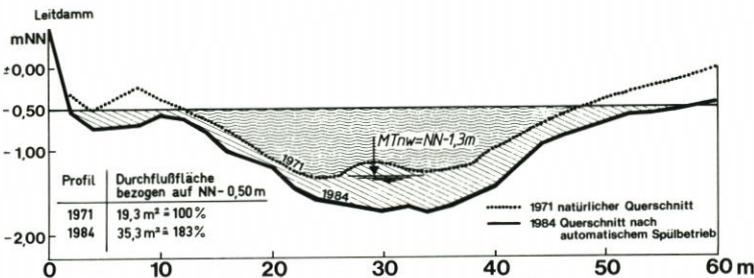


Abb. 4: Querschnittsentwicklung nach automatischem Spülbetrieb

2. Untersuchungen im Forschungsprojekt

2.1 Ziele der Untersuchungen

In dem vom Bauamt für Küstenschutz (BfK) bearbeiteten Vorhaben „AT-S“ sollten die Möglichkeiten zur Erhaltung oder gar Vergrößerung von Außentiefquerschnitten durch gezielte Spülung untersucht werden. Es sollten Grundlagen für die Bemessung von Spülsiel und Spülbecken und für die Optimierung der Sielsteuerung zur bestmöglichen Tiefenstabilisierung des Außentiefs erarbeitet werden. Dabei war den Fragen des Spülbeginns und der Spüldauer sowie der Auflandungsrate im Spülbecken nachzugehen und zu klären, ob zur Räumung schlammig-schluffiger Sedimente einer intensiven Spülräumung oder einem Gegendau zur Verringerung des beginnenden starken Flutstromes der Vorzug zu geben sei. Auch die Wirkungsweise eines Stromräumbootes und Möglichkeiten zur Optimierung seines Einsatzes sollten in die Untersuchung einbezogen werden.

Durch Naturmessungen sollten die Zusammenhänge zwischen Tideverlauf, Tideströmung, Spülströmung, Schwebstofftransport und Querschnittsentwicklung erfaßt werden. Auch die Einflüsse des Wattseegangs und des Transportvermögens von Tideströmungen waren zu untersuchen.

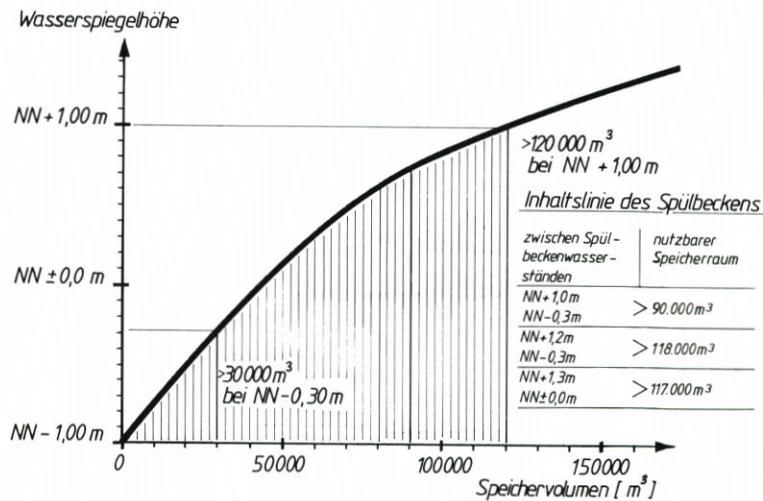


Abb. 5: Speicherinhaltslinie des Spülbeckens

2.2 Versuchseinrichtungen

Spülsiel und Spülbecken in Neßmersiel mit ihrer vollautomatischen Steuerung ermöglichen, daß durch das 4,5 m weite Spülsiel in jede Tide 100 000 m³ Seewasser während der zweiten Fluthälfte einfließen und in den letzten drei Stunden der Ebbe nach Ziehen der untersten Schütztafel mit Geschwindigkeiten von 50 bis 80 cm/s durch das 2 km lange Außentief ausströmen (Abb. 5) (ERCHINGER u. a., 1986). Dabei kann die Räumwirkung noch durch ein Stromräumboot und seine schlammlösende und aufwirbelnde Wirkung der absenkbaaren Schrauben unterstützt werden.

Die Vorbereitungen und Voruntersuchungen einschl. Testen der Meßanlagen wurden

1982 und 1983 vorgenommen. Die Hauptmessungen und -untersuchungen sind in den Jahren 1984, 1985 und 1986 durchgeführt worden.

Im Neßmersieler Außentief sind die in Abb. 1 dargestellten Meßquerschnitte mit Dauermeßstation ausgerüstet worden. Jede Meßstation bestand aus einem Drucksensor für die Wasserstandsmessung und einem Strömungssensor für die Messung der Strömungsgeschwindigkeiten. An den Meßstellen II und III konnten außerdem der Schwebstoffgehalt mit vollautomatischen Sedimentmeßgeräten (Sediwa) (RENGER, 1982 u. 1986) gemessen werden. Zusätzlich konnten wahlweise an der Meßstelle II oder am Spülsiel automatische Schwebstoffmessungen mit einer Trübungssonde durchgeführt werden.

Wegen der großen Bedeutung, die der Schwebstoffmessung bei den Untersuchungen zukam, wird die Funktionsweise des Schwebstoffmeßgerätes „Sediwa“ hier kurz beschrieben.

Das Gesamtgerät ist für den Unterwassereinsatz ausgelegt. Das mit Schwebstoffen angereicherte Seewasser wird von einer Kreiselpumpe in einen Hydrozyklon gepumpt, der das Meßgut separiert und den eingedickten Suspensionstrom in den Meßzylinder einer Unterwasserwaage führt. Hier wird das Gewicht in einer Halbleiter-DMS-Meßzelle kontinuierlich bestimmt. Nach Erreichen einer eingestellten Gewichtsschwelle wird das Meßgerät automatisch gespült.

Das Feinstkorn $\varnothing \leq 5 \mu\text{m}$ wird von diesem Gerät nicht erfaßt (RENGER, 1982). Alle Schwebstoffgehaltsangaben beinhalten daher nur das Material $> 5 \mu\text{m}$. Ein an der Meßstelle II zusätzlich eingebautes optisches Schwebstoffmeßgerät läßt allerdings auch eine Abschätzung des Feinststoffgehaltes zu, wenn die „Sediwa“ kein Material $> 5 \mu\text{m}$ mehr erfaßt (ERCHINGER u. a., 1986). Mit diesem Gerät wird der Schwebstoffgehalt als Trübe (Attenuation, streng übersetzt: Dämpfung) in % ermittelt.

Im Jahre 1986 wurde die Trübungssonde mit einem Sauerstoff-Temperatur-Sensor ausgerüstet. Diese zusätzlichen Sauerstoff- und Temperaturmessungen an Meßstelle II ermöglichen die Ermittlung einer Sauerstoffzehrung oder Sauerstoffanreicherung während des Spülbetriebs ohne und mit Räumbooteinsatz.

Die mit der sog. OMS-Sonde – Type ME – gemessenen Daten wurden – wie alle anderen Meßwerte – per Kabel übertragen und auf Band gespeichert. Daraus wurde der Sauerstoffgehalt in Prozent ermittelt und unter Berücksichtigung von Temperatur und Salzgehalt in mg/l umgerechnet.

2.3 Versuchsdurchführung

Beim Spülbetrieb wird das in dem Spülbecken gestaute Seewasser erst in der letzten Phase der Ebbe ausgelassen, so daß in der dann geringen wasserführenden Querschnittsfläche hohe Ebbstromgeschwindigkeiten erreicht werden. Die maximalen Ebbstromgeschwindigkeiten nehmen während des i. M. etwa drei Stunden andauernden Spülvorgangs auf der gesamten Außentiefenlänge auf Werte zwischen 0,6 und 1,1 m/s zu. Die erreichbaren Spülstromgeschwindigkeiten hängen ab von der Steuerung des Siels, dem jeweiligen Tideverlauf und dem Tiefenzustand des Außentiefs.

Abb. 6 vermittelt einen Eindruck von den Wasserstands-, Strömungs- und Schwebstoff- bzw. Trübungslinien als Dauermessungen für einen zusammenhängenden Zeitraum von vier Tagen. Sie vermitteln die Eigenart solcher Naturmessungen mit der täglichen Ungleichheit der Tiden, den dadurch unterschiedlichen Spülbeckenwasserständen, Spülströmungen, den Schwebstoffgehalten in einem von frischem Schlick freigespülten Außentief und den darauf wirkenden Windeinfluß.

Das Meßprogramm sah zunächst unterschiedliche Einstellungen der Schutzöffnungsweiten und des Spülbeginns in Abhängigkeit vom Außenwasserstand vor (Abb. 7). Diese Versuchseinstellungen wurden gefahren für

- ein Außentief, das durch regelmäßiges Spülen von frischem Schlick befreit war, und
 - ein Außentief mit frischen Schlickablagerungen aus einer mehrtägigen Spülunterbrechung.
- Anschließend wurde die Wirkung eines zusätzlichen Räumbooteinsatzes untersucht.

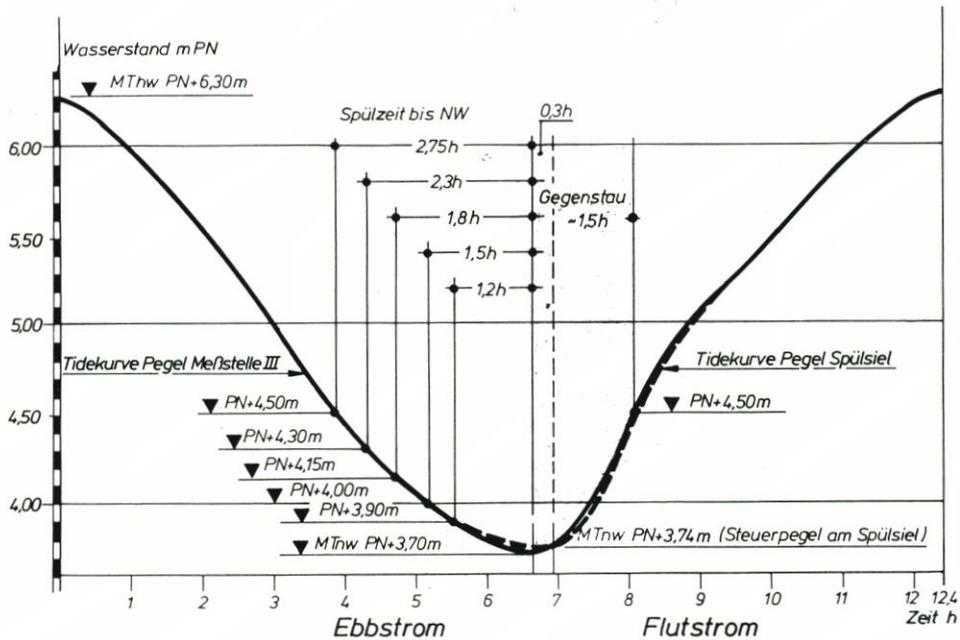


Abb. 7: Mittlere Tidekurven an der Meßstelle III und am Spülsiel (gestrichelt) mit Angabe der vom Wasserstand bei Spülbeginn abhängigen Spülzeiten bis Tnw

3. Sediment- und Schwebstoffmessungen ohne Räumbooteinsatz

3.1 Abhängigkeit von Wind und Seegang

Die schlickig-schluffigen Sedimente des Neßmersieler Watts werden bei Wind durch die Grundberührung des Seegangs aufgewirbelt und mit der Strömung weitertransportiert. In den Abb. 8 und 9 sind Ganglinien aus stark windbeeinflussten Meßtiden wiedergegeben. Über den Ganglinien sind die stündlichen Mittelwerte der Windgeschwindigkeit und der Windrichtung angegeben. In den Abbildungen sind die bei Überflutung der Leitdammkrone gemessenen Schwebstoffkonzentrationen auf den Seegangseinfluß zurückzuführen. Wird der Leitdamm überflutet, gelangt das mit Schwebstoffen angereicherte Wasser vom westlich des Leitdamms gelegenen Watt in das Außentief. Etwa küstenparallele südwestliche bis nordwestliche Winde rufen bei gleichen Windgeschwindigkeiten den höchsten Schwebstoffeintrag hervor.

Bei Winden aus dem Westsektor über 8 m/s – entsprechend 5 Bft – konnte nach Überfluten des Leitdamms (Oberkante bei Meßstelle II u. III: NN + 0,7 m) eine deutliche Zunahme der Schwebstoffkonzentration an der Meßstelle II im Außentief festgestellt werden. Gem. Abb. 10 kam es bei einem Wind von gut 11 m/s aus SW und Wasserständen zwischen

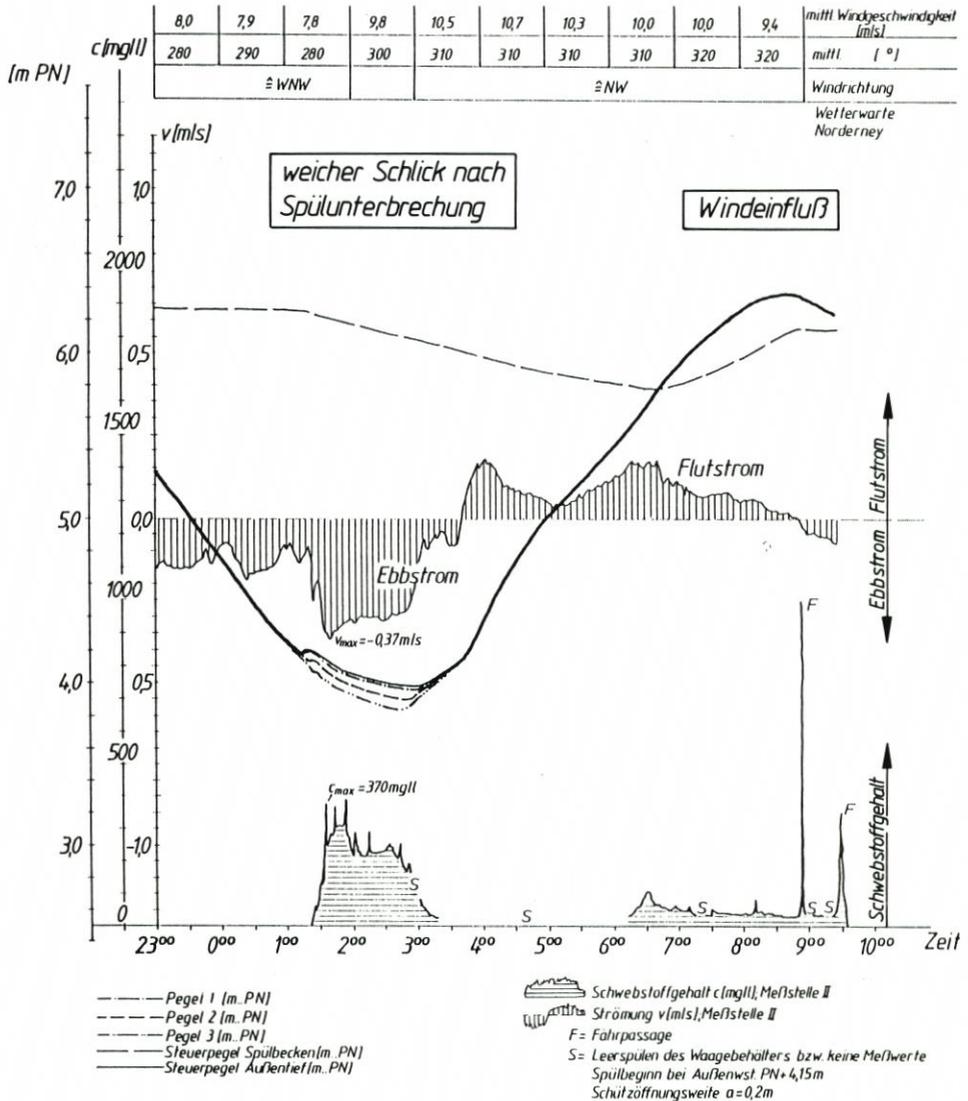


Abb. 8: Ganglinien - Meßstelle II - vom 8./9. 6. 1984

PN + 6,8 m bis 5,8 m trotz einer kaum meßbaren Ebbstromgeschwindigkeit zu einem Schwebstoffgehalt von etwa 200 mg/l. Am 27. 8. 86 trat bei Windstärken über 12 m/s aus SSW sogar ein Schwebstoffgehalt bis zu 570 mg/l auf (Abb. 9).

Mit zunehmender Windgeschwindigkeit nimmt die Seegangenergie und damit auch die Turbulenzintensität zu, so daß immer mehr Schwebstoffe in das Seewasser eingetragen und in Schwebe gehalten werden. Bei einer mittleren Windgeschwindigkeit über 10 m/s überstieg der mittlere Schwebstoffgehalt die Marke 200 mg/l und bei Windstärken über 12 m/s stieg der Schwebstoffgehalt steil an bis auf Werte über 600 mg/l (Abb. 11).

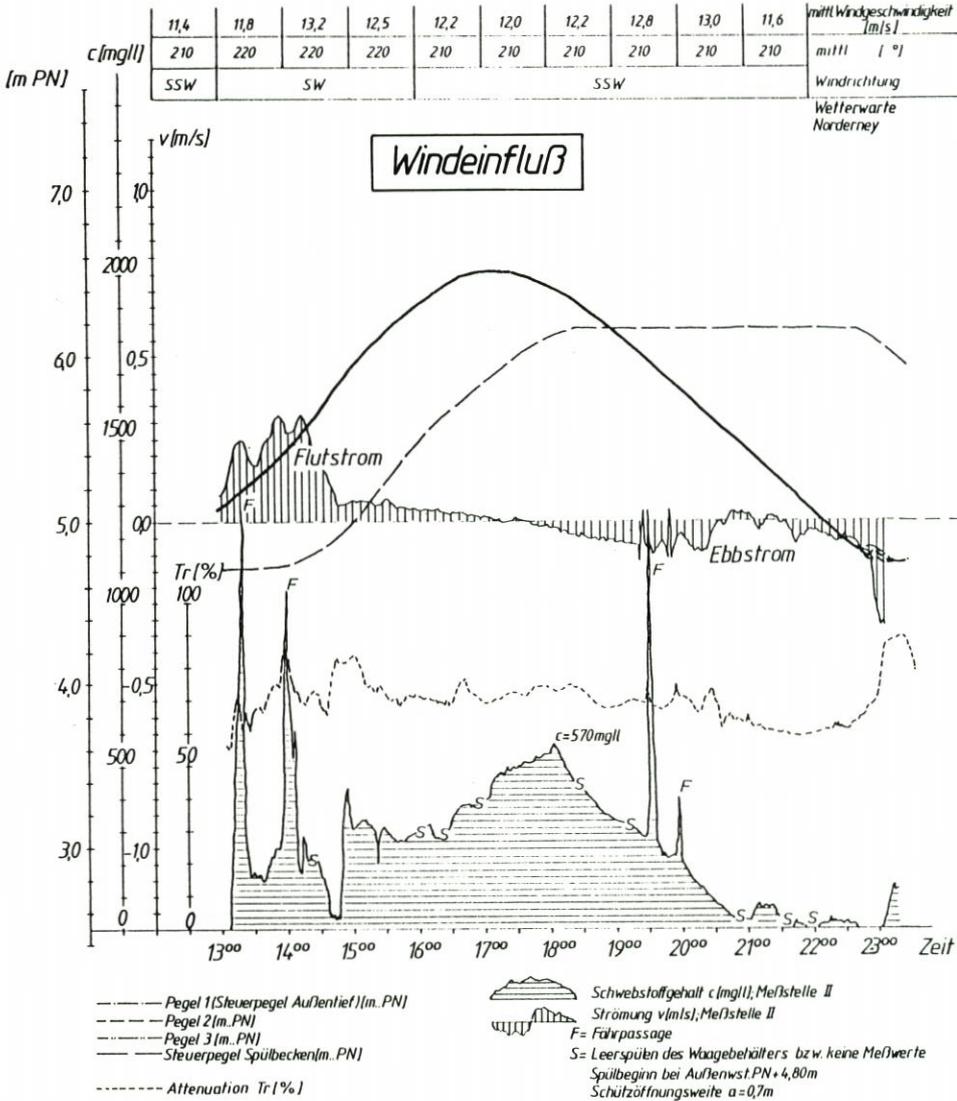


Abb. 9: Ganglinien - Meßstelle II - vom 27. 8. 1986

3.2 Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit bei Spülbetrieb und nach Spülunterbrechung

Für die Bemessung von Spülströmen für Außentiefräumung ist die sogenannte kritische Fließgeschwindigkeit von Bedeutung, bei der sich Sohlen- und Böschungsmaterial in Bewegung setzt.

Die kritische Geschwindigkeit ist u. a. abhängig vom Korndurchmesser, von der Lagerungsdichte und ggf. von einer vorhandenen Kohäsion bzw. biologischen Verfestigung (FÜHRBÖTER, 1983). Die Untersuchung von Sedimentproben, die an den Meßstellen entnom-

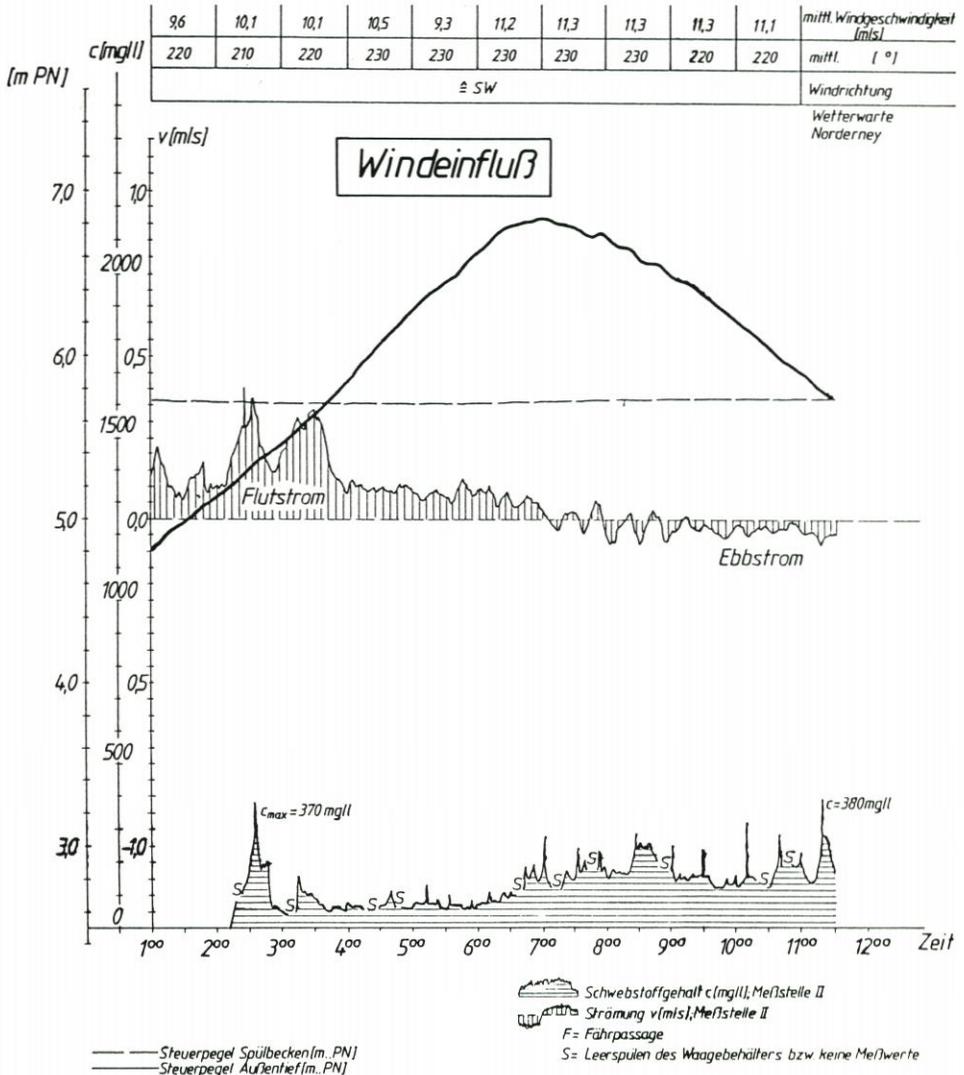


Abb. 10: Ganglinien – Meßstelle II – vom 20. 10. 1984

men wurden, ergaben mittlere Korndurchmesser zwischen 0,06 und 0,11 mm für ein von weichem Schlick freigespültes Außentiefl. Die kritische Geschwindigkeit für ein unverfestigtes steriles Material dieser Korngröße liegt nach Shields um 0,18 m/s (ZANKE, 1982).

Aus den Ganglinien des Schwebstoffgehalts während des durch Spülung verstärkten Ebbstroms wird deutlich, daß bei einem Ansteigen der Strömungsgeschwindigkeit über 0,4 bis 0,5 m/s der Schwebstoffgehalt c meßbar wird und einen beträchtlichen Umfang annimmt. Er beträgt

- gem. Abb. 12 bei $v_{max} = 0,6 \text{ m/s}$ 400 mg/l
- gem. Abb. 13 bei $v_{max} = 0,8 \text{ m/s}$ 600 mg/l und
- gem. Abb. 14 bei $v_{max} = 1,23 \text{ m/s}$ 570 mg/l.

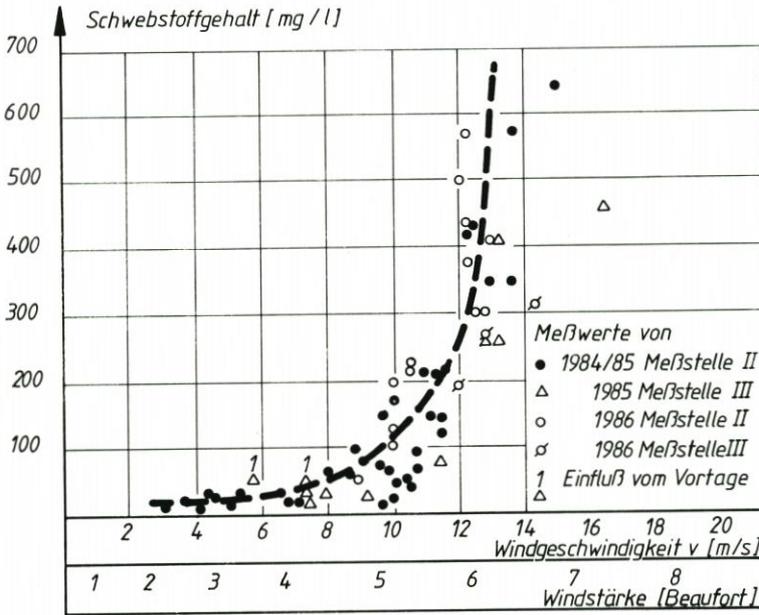


Abb. 11: Vom Wind verursachte Schwebstoffkonzentration bei Leitdammüberflutung mit Tidewasserständen über PN + 5,80 m und bei Windrichtungen von 190° bis 320°

Diese Abbildungen zeigen auch, daß bei Ebbströmung um 0,2 m/s die Attenuation (Trübe) bereits auf 20 bis 25 % steigt.

Diese Messungen sind in dem Außentief ohne nennenswerte frische Schlickablagerungen durchgeführt worden. Der Einfluß der Beschleunigung wird bereits von ERCHINGER u. a. (1986) erläutert.

Das Verhalten von frisch abgelagertem Schlick nach Spülunterbrechung konnte untersucht werden, nachdem der Spülbetrieb für eineinhalb Monate geruht hatte. Es zeigte sich, daß bei gedrosselter Spülung mit nur schmalen Öffnungsspalt des Schützes von nur 0,2 m – gegenüber 0,70 m im Normalfall – bereits bei $v = 0,25$ m/s der Schwebstoffgehalt ansteigt und

gem. Abb. 8 bei $v = 0,35$ m/s 370 mg/l erreicht.

Außerdem wurde deutlich, daß es zu sehr starkem Schwebstofftransport kommen kann, wenn ein starker Spülstrom nach längerer Spülunterbrechung während einer Starkwindphase und somit reichem Schlickangebot diesen Schlick aufwirbelt und

gem. Abb. 15 bei $v_{max} = 1,17$ m/s $c_{max} 2500$ mg/l

erreicht.

Zahlreiche derartige Meßergebnisse sind in Abb. 16 zusammengestellt. Die Meßwerte des Schwebstoffgehalts sind in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit aus der Transportphase und der Verzögerungsphase des Spülstroms aufgetragen. Mit abnehmender Fließgeschwindigkeit nimmt das Transportvermögen des Spülstroms deutlich ab. Der Bewegungsbeginn von Sedimenten in dem von Schlick freigespülten Neßmersieler Außentief liegt gem. Abb. 17

bei der kritischen Geschwindigkeit zwischen 0,4 und 0,5 m/s.

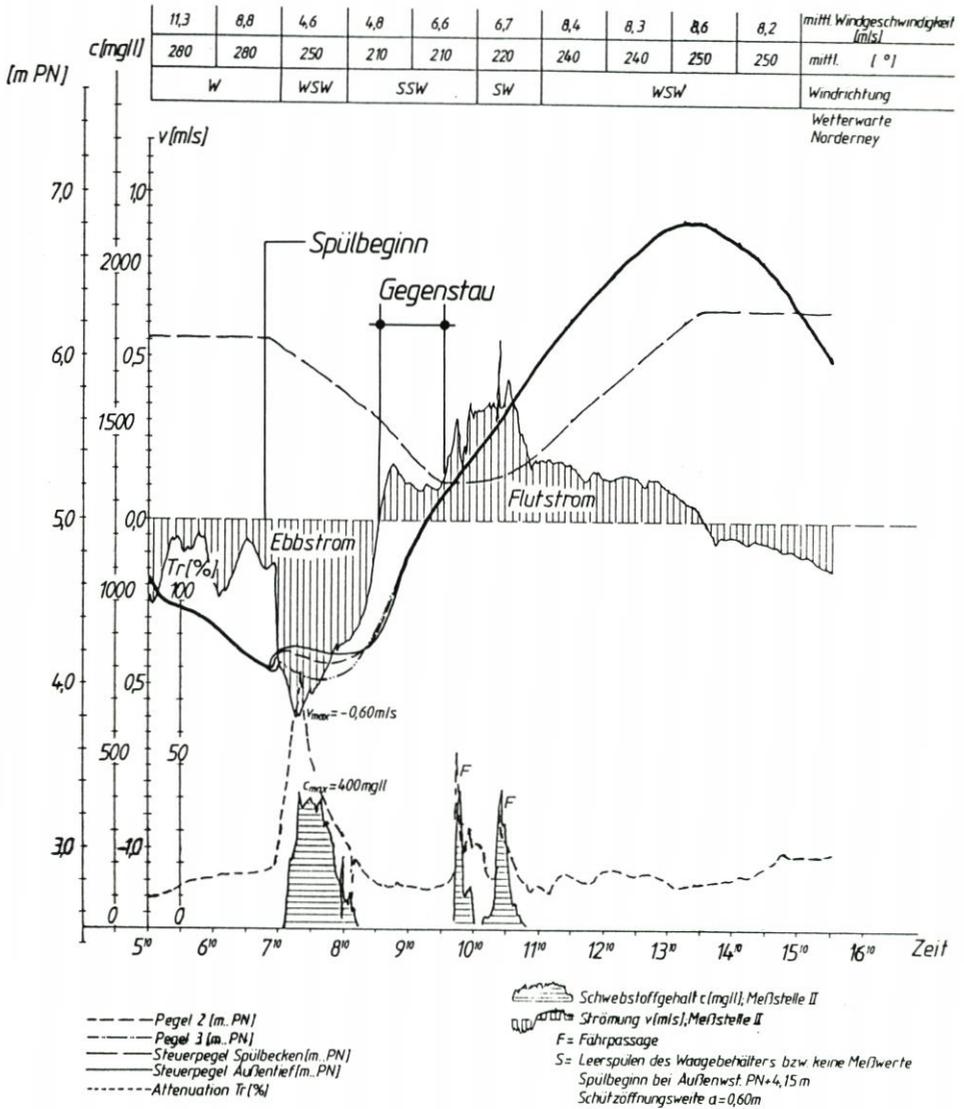


Abb. 12: Ganglinien – Meßstelle II – vom 19. 7. 1985

Das frisch abgelagerte schlickige Material aber wird bereits ab einer Fließgeschwindigkeit von 0,2 m/s erodiert und bleibt in Schweb.

Für eine wirkungsvolle Räumung des Neßmersieler Außentiefs ist daher eine Spülgeschwindigkeit zu fordern, die 0,5 m/s deutlich überschreitet. Bei weichen schlickigen Ablagerungen reichen dagegen bereits 0,25 m/s für einen Räumeffekt.

Eine Wassertrübe über 10 % wird fast durchgehend gemessen, auch wenn die „Sediwa“ keine absetzbaren Feststoffe mehr erfäßt. Dieses zeigt, daß sich jederzeit Feinstanteile im Wasser befinden, die aus meßtechnischen Gründen von der Sediwa nicht mehr erfäßt werden können. Nur um die Hochwasserzeit – bei Fließgeschwindigkeiten um Null – weist die Wassertrübe teilweise einen Wert unter 10 % auf.

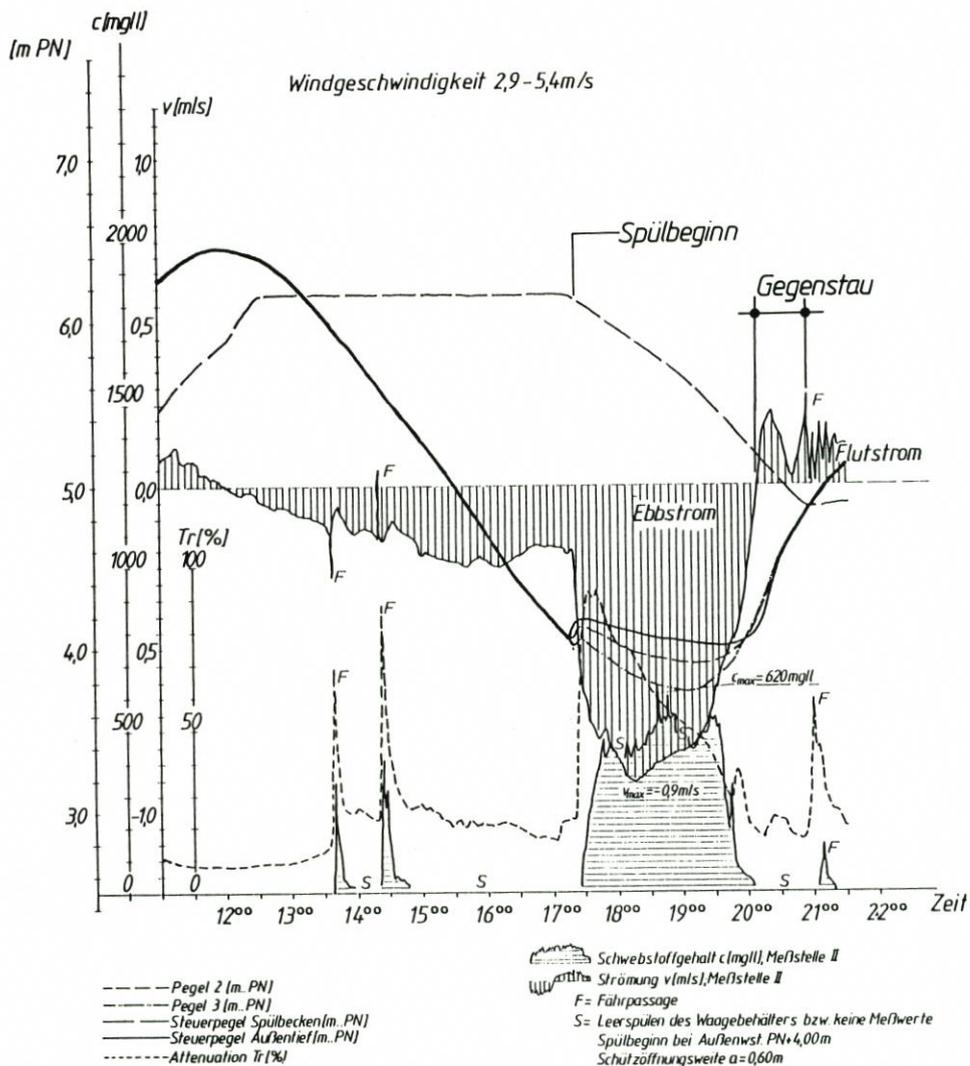


Abb. 13: Ganglinien - Meßstelle II - vom 17. 7. 1985

3.3 Einflüsse des Schiffsverkehrs

Nachteilig auf das Außentief wirkt sich das Verhalten von Schiffen in der Wattfahrt aus, bei Flut lange vor Hochwasser und bei beginnender Ebbe möglichst schon kurz nach Hochwasser zu fahren, da ein während der Ebbe festkommendes Schiff nicht vor der nächsten Flut wieder frei kommt.

Einen nicht unwesentlichen Einfluß auf den Schwebstofftransport hat der Schiffsverkehr in Außentiefs (RENGER u. BEDNARCZYK, 1986; Müller u. BINEK, 1986; ERCHINGER u. a., 1986). In fast allen Abbildungen der Schwebstoffgehaltsganglinien sind deutlich die von den Baltrum-Fähren erzeugten Schwebstoffspitzen - gekennzeichnet mit „F“ - zu erkennen.

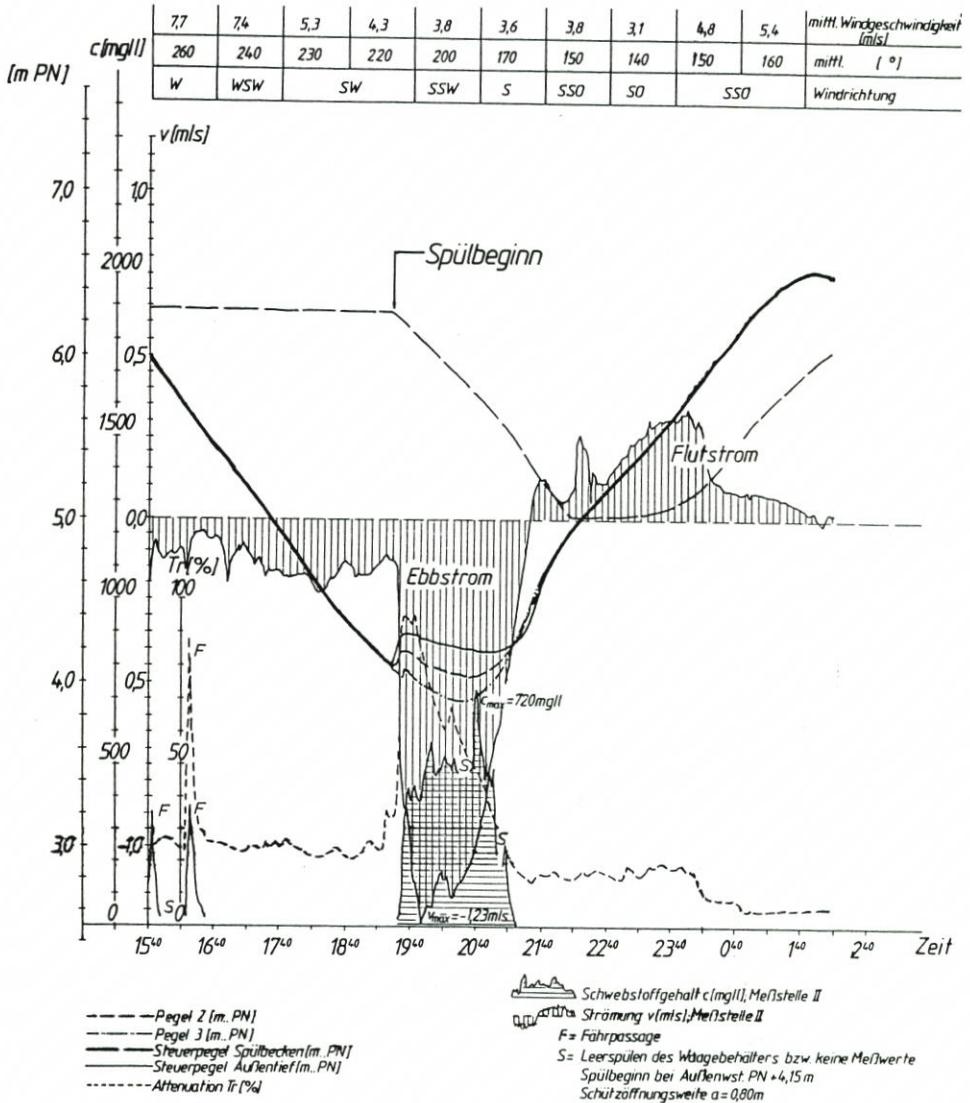


Abb. 14: Ganglinien – Meßstelle II – vom 19./20. 7. 1985

Diese Sedimentumlagerungen infolge Schiffsverkehrs können sich sowohl positiv – im Sinne der Erhaltung einer Außentiefenrinne – als auch negativ auswirken. Abb. 18 soll hier beispielhaft die durch die Fähre bei einem Wasserstand um NN während der Flut verursachte Schwebstoffspitze veranschaulichen.

In Abb. 19 sind 15-Minuten-Mittelwerte des durch die Fähre (Baltrum I) verursachten Schwebstoffgehalts, getrennt nach Einfahrt und Ausfahrt und bezogen auf die Zeitdauer vor bzw. nach Hochwassereintrittszeit, dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, daß die Fähre mit dem Flutstrom möglichst früh in das Außentief hineinfährt, und zwar bis zu 3,8 Stunden vor Hochwasser. Bei Ebbe dagegen verläßt die letzte Fähre bereits bis 2,4, vereinzelt bis 2,9 Stunden nach Hochwasser das Außentief. Der Wasserstand für die ersten bzw. letzten

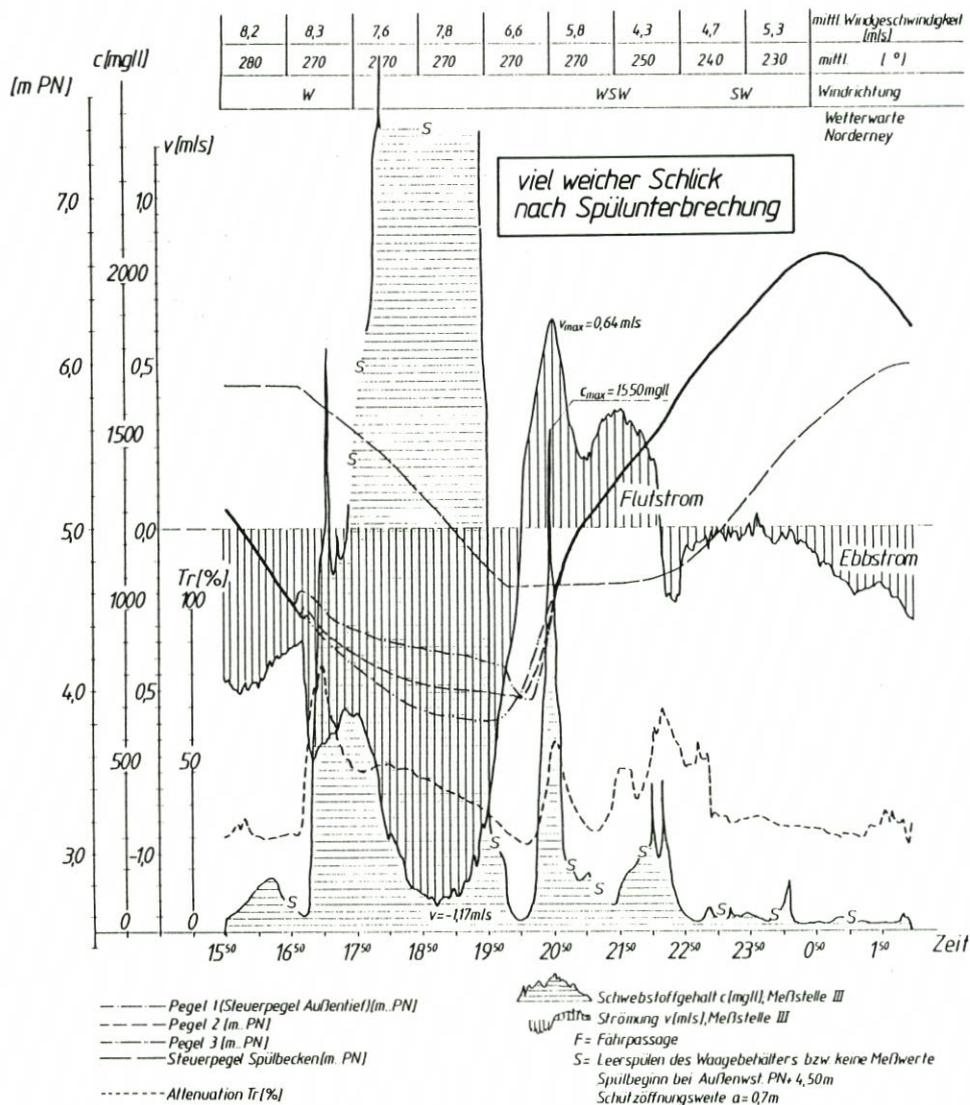


Abb. 15: Ganglinien - Meßstelle III - vom 24./25. 5. 1986

Schiffspassagen liegt daher bei Flut etwa 0,4 m niedriger als bei Ebbe. Entsprechend hoch liegt bei Flutstrom die mittlere Schwebstoffkonzentration bei Einfahrt der Fähre mit 400 mg/l; die stets später liegende Ausfahrt bringt immerhin noch 180 mg/l. Während des Ebbstroms wurden dagegen bei Einfahrt im Mittel 220 mg/l und bei Ausfahrt der Fähre nur 100 mg/l Schwebstoffe gemessen. Folglich wird das Material in wesentlich größerer Menge bei Flutstrom einwärts als bei Ebbstrom auswärts transportiert.

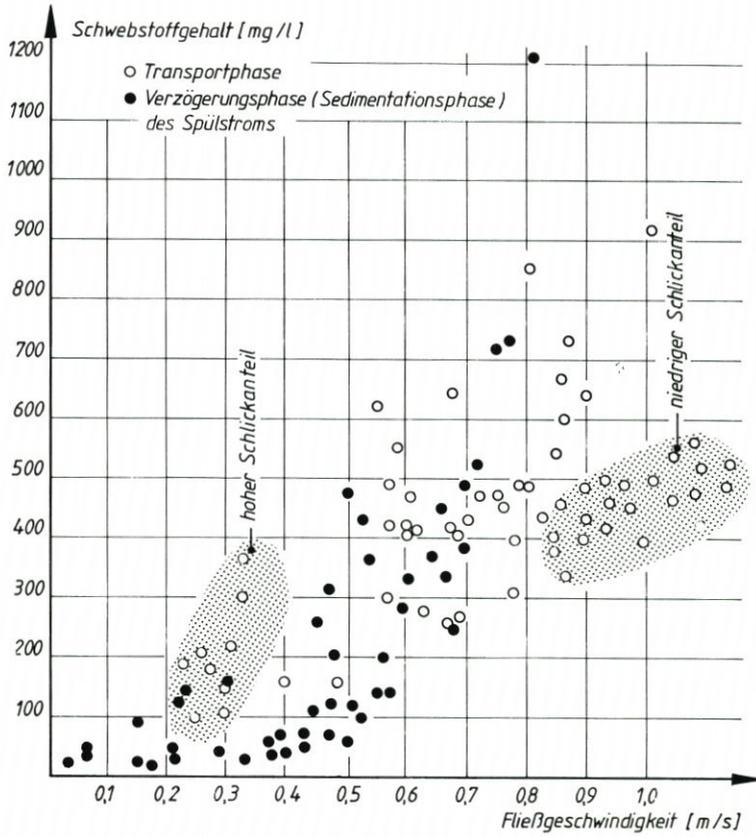


Abb. 16: Schwebstoffgehalt in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit bei Spülströmen

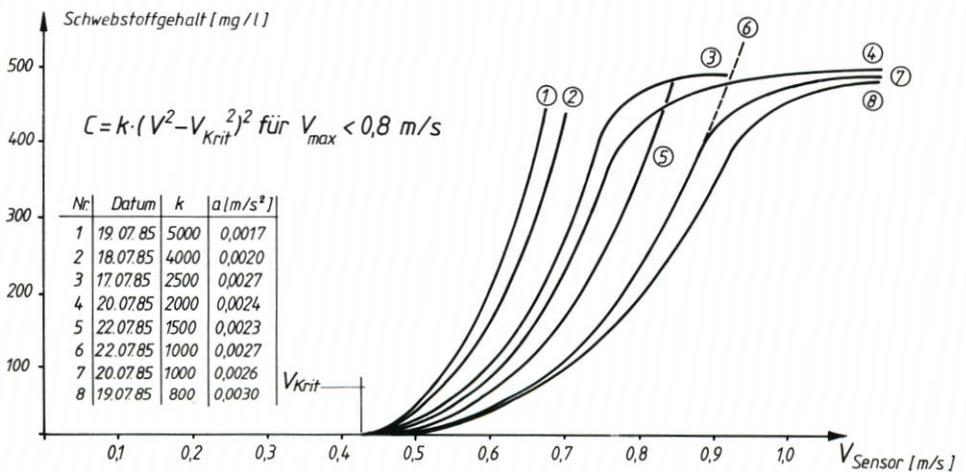


Abb. 17: Schwebstoffgehalt in Abhängigkeit von Fließgeschwindigkeit und Beschleunigung des Spülstroms – Meßstelle II –

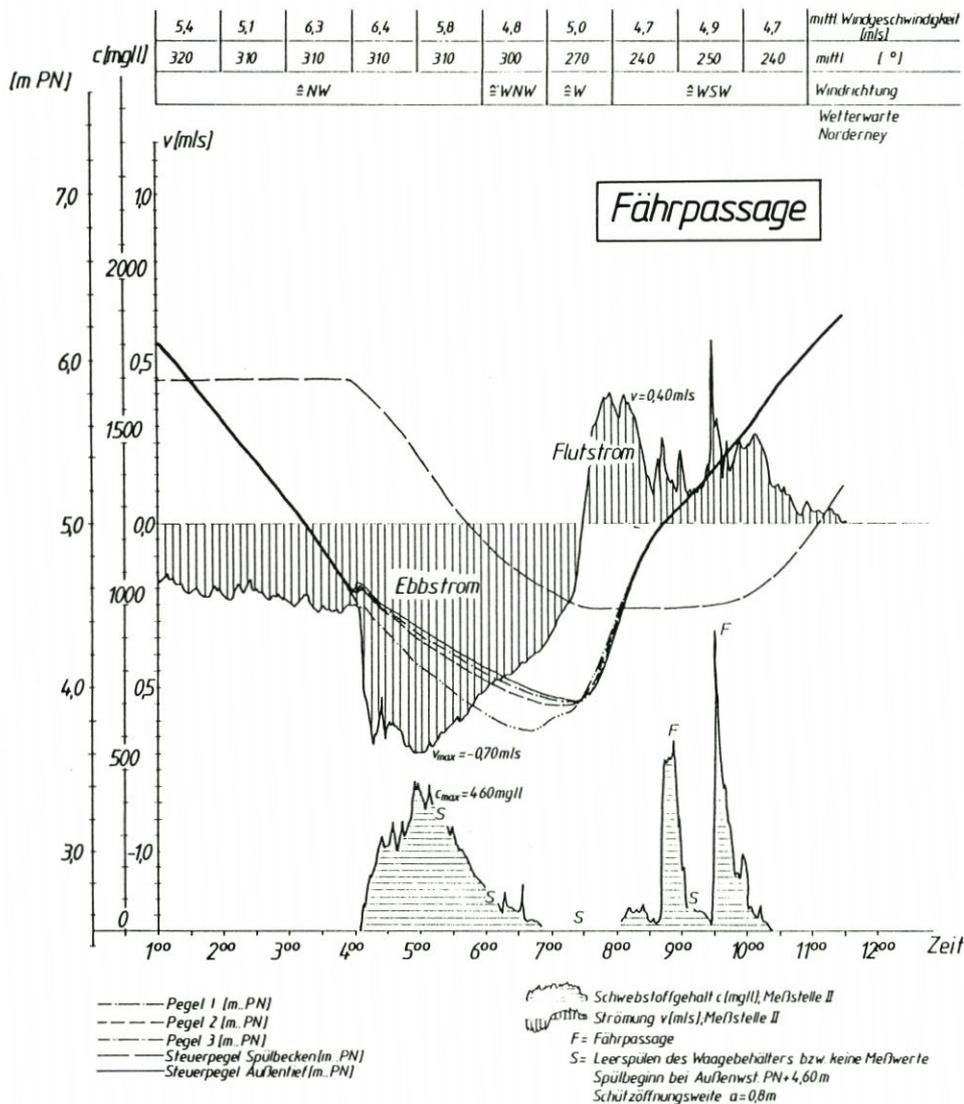


Abb. 18: Ganglinien – Meßstelle II – vom 28. 7. 1984

3.4 Schwebstofftransport

Als maßgebender Einfluß auf die Bett- und Querschnittsbildung des Außentiefs ist vor allem die Kenntnis des richtungsbezogenen Transports der Schwebstofffracht anzusehen.

In Tab. 1 sind die Häufigkeiten der ereignisbezogenen Schwebstofffrachten durch den Außentiefquerschnitt an Meßstelle II für 20 Tage mit 38 Tiden im Juli 1985 zusammengestellt. Als Klassenbreite der transportierten Feststoffmassen wird einheitlich 5 t gewählt.

Die Schwebstofffrachten werden vereinfacht berechnet als Produkt aus den Punktmessungen für Schwebstoffgehalt und Strömung multipliziert mit der Außentief-Durchflußfläche.

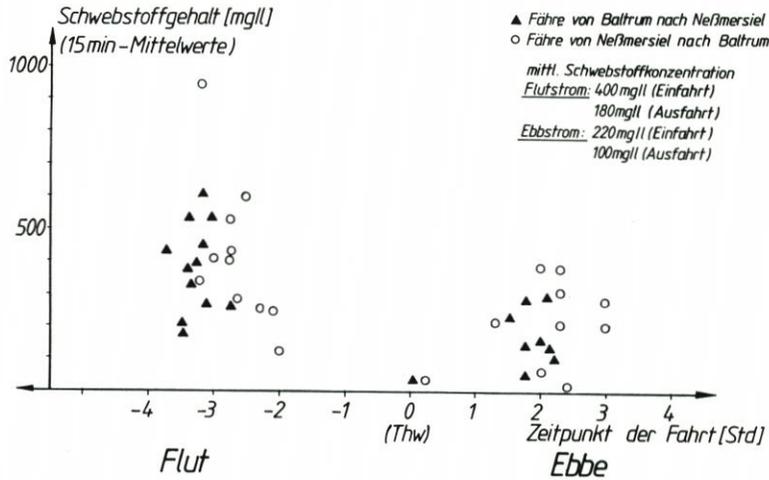


Abb. 19: Schwebstoffgehalt, hervorgerufen durch die Vorbeifahrt der Fähre „Baltrum I“, aufgetragen in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der Fahrt

Die transportierten Frachten werden für unbeeinflusste Flut- und Ebbströme je Tide, für die einzelnen Fährpassagen, unterschieden nach Flut- oder Ebbstrom sowie für den Ebbstrom mit Spülstrom, ermittelt. Weitere Einflußfaktoren, wie Seegang, waren während des gewählten Zeitraums unbedeutend. Aus Tab. 1 ist zu ersehen, daß die Häufigkeit bestimmter Schwebstofffrachten stark schwankt. Dieses beruht hauptsächlich auf den unterschiedlichen Tideverlauf und den dadurch bedingten unterschiedlichen Spülströmen. Insgesamt erreicht die Ebbstromfracht den etwa 3fachen Umfang der Flutstromfracht. An ihr ist der Ebbstrom mit Spülstrom zu 72 % beteiligt. An der Flutstromfracht überwiegt der Einfluß der Schiffspassagen mit 62 %.

Bei Schiffspassagen wird das Material aufgewirbelt und in einer Schwebstoffwolke eine kurze Strecke transportiert. Der gemessene Feststoffgehalt fällt meist nach 15 Minuten wieder ab, so daß mit einer Fließgeschwindigkeit um i. M. 0,2 m/s ein maximaler Transportweg von 180 m erreicht wird.

Der unbeeinflusste Flut- und Ebbstrom haben mit 150 t bzw. 110 t nur einen geringen Anteil an dem Gesamttransport. Die Gesamtbilanz der 38 Tiden umfaßt eine überschießende Ebbstromfracht von 775 t, d. s. i. M. rd. 20 t/Tide.

3.5 Optimierung des Spülbetriebs

Zur Optimierung des Spülbetriebs in Neßmersiel wurden Meßreihen durchgeführt, in denen die Spülwassermenge sowie der Spülbeginn in Abhängigkeit vom Außenwasserstand verändert wurden (Abb. 7).

Wie bereits berichtet, ist für Neßmersiel ein langer effektiver Räumetrieb dem Gegenstaubetrieb, der nur in wenigen Fällen mit hohen Flutstromspitzen eine nennenswerte Wirkung hat, vorzuziehen (ERCHINGER u. a., 1986).

Für eine effektive Räumung des Außentiefs muß der Spülstrom über einen möglichst langen Zeitraum die kritische Geschwindigkeit (Abschn. 3.2) wesentlich überschreiten. Voraussetzung hierfür sind eine ausreichend bemessene Spülwassermenge und ein ausreichend

Tabelle 1: Ermittlung der die Meßstelle II passierenden Schwebstofffrachten in 38 Tiden vom 9. 7. bis 28. 7. 1985

Häufigkeit der Schwebstofffracht für die einzelnen Klassenabschnitte	Schwebstofffracht in t für die Klassenabschnitte . . . bis . . . t											Summierte Schwebstofffracht (t)	Anteil der Stromrichtung (%)					
	0-4,9	5-9,9	10-14,9	15-19,9	20-24,9	25-29,9	30-24,9	35-39,9	40-44,9	45-49,9	50-54,9			55-59,9	60-64,9	65-69,9	70-74,9	75-79,9
Flutstrom	33	3	0	1	0	1											150	37,8
Fähre bei Flutstrom	4	10	7	3	1												247	62,2
Σ Flutstrom																	397	100
Ebbstrom (unbeeinflußt)	35	3															110	9,4
Fähre bei Ebbstrom	11	10	1	4	0	0	1										220	18,9
Ebbstrom mit Spülstrom*	0	5	6	3	3	5	0	2	1	2	1	0	0	0	1		840	71,7
Σ Ebbstrom																	1172	100
Überschuß der Ebbstromfracht 775 t																		

* 6 der 38 Tiden ohne Spülung

starkes Fließgefälle. Bei Tiden mit erhöhtem T_{nw} bzw. erniedrigtem T_{hw} und demzufolge geringem Füllungsgrad des Spülbeckens führen das geringe Fließgefälle und die verkürzte Spüldauer zu geringer Räumwirkung. Damit das mitgeführte Material sich nicht noch im Außentief ablagert, ist eine möglichst lange Räumphase zur Erzielung ausreichend langer Transportwege anzustreben.

Bei relativ frühem Spülbeginn mit einem Außenwasserstand $\geq PN + 4,6$ m sind die Randflächen des Außentiefs noch überflutet, so daß die ausgelassenen Wassermengen nicht nur durch die eigentliche Rinne, sondern auch über die Seitenräume und somit durch einen großen benetzten Querschnitt mit relativ geringer Geschwindigkeit abfließen. Das Wasserspiegelgefälle und somit das Stromarbeitsvermögen erreichen daher keine optimalen Werte. Durch einen späteren Spülbeginn bei einem um 20 cm niedrigeren Wasserstand von $PN + 4,4$ m wurde im allgemeinen ein wesentlich günstigerer Räumeffekt erzielt.

Ausgehend von mittleren Tideverhältnissen und mittlerem Füllungsgrad des Spülbeckens wurde anhand zahlreicher Meßergebnisse der optimale Spülbeginn

a) nach dem erreichbaren Transportweg der Schwebstofffracht auf Abb. 20 und

b) nach dem erzielbaren maximalen Schwebstofftransport auf Abb. 21

optimiert. Es ergibt sich, daß ein Spülbeginn

von 2,5 Stunden vor der Eintrittszeit des Tideniedrigwassers bzw. bei einem Tidewasserstand von $PN + 4,4$ m

anzustreben ist. Bei einer Erhöhung der Spülwassermenge (s. 7.6) kann ein etwas früherer Spülbeginn ratsam sein, damit die mobilisierende Strömung rechtzeitig vor der Kenterung auf Flutstrom abfällt.

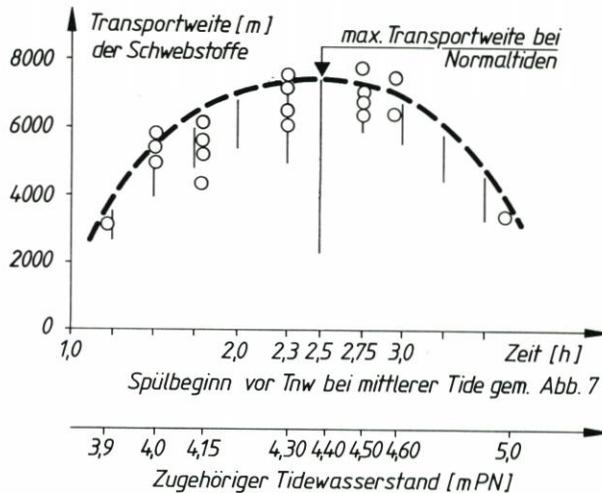


Abb. 20: Optimierung der Transportweite der Schwebstoffe in Abhängigkeit vom Spülbeginn

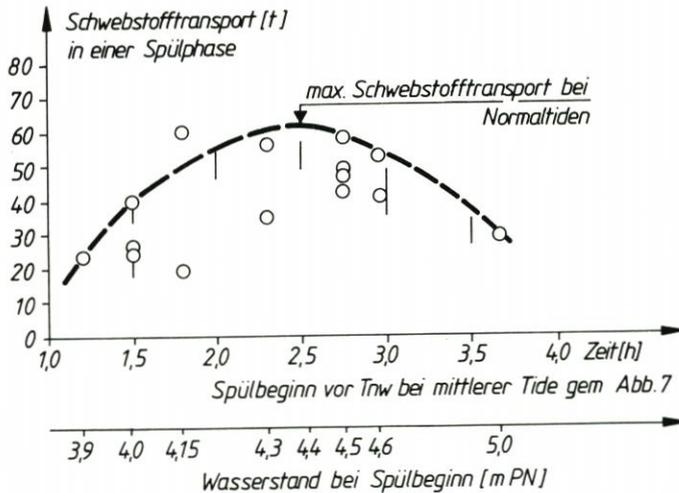


Abb. 21: Optimierung des Schwebstofftransports in einer Spülphase in Abhängigkeit vom Spülbeginn

4. Räumbooteinsatz für die Außentiefunterhaltung

4.1 Allgemein

Für die Räumung von Ablagerungen in Außentiefs werden seit etwa vier Jahrzehnten Stromräumboote eingesetzt (Abb. 22). Die vom Räumboot aufgewirbelten – hauptsächlich schlackigen – Sedimente werden mit der Ebbströmung aus dem Außentief transportiert. Da häufig die natürliche geringe Ebbströmung im Außentief für einen ausreichend weiten Schwebstofftransport nicht ausreicht, sollte sie während des Räumbooteinsatzes durch Sielzug, Schöpfwerksbetrieb oder Spülung verstärkt werden. Dem strömenden Wasser kommt dabei die Funktion des Transportes der aufgerührten Schwebstoffe zu. Der besondere Vorteil dieses Verfahrens liegt darin, daß

- nur sehr wenig Energie aufgewendet werden muß,
- keine ökologisch wertvollen Salzwiesen oder Wattflächen als Spülfelder zur Baggergutablagerung beansprucht werden,
- keine aufwendigen Einrichtungen wie Spüleleitungen zu schaffen sind.

1986 wurden Naturmessungen der Außentiefspülung mit Räumbooteinsatz durchgeführt, um die Wirkungsweise eines Stromräumbootes näher zu untersuchen und die Möglichkeiten zur Optimierung seines Einsatzes zu erforschen. Außerdem sollte in dem erweiterten Forschungsvorhaben das Transportverhalten der Tideströmung und die Belastbarkeit mit Schwebstoffen untersucht werden. Auch einer möglichen Veränderung des Sauerstoffgehalts des Seewassers in Form einer denkbaren Sauerstoffzehrung als Folge des Schlickeintrags sollte nachgegangen werden.

Für die Räummethode der Aufrührbaggerung sind außer dem Stromräumboot noch die hydraulischen Eggen bzw. Schlickpflüge im Einsatz. Die Wirkungsweise und technische Daten dieser Räumgeräte werden im Folgenden kurz beschrieben.

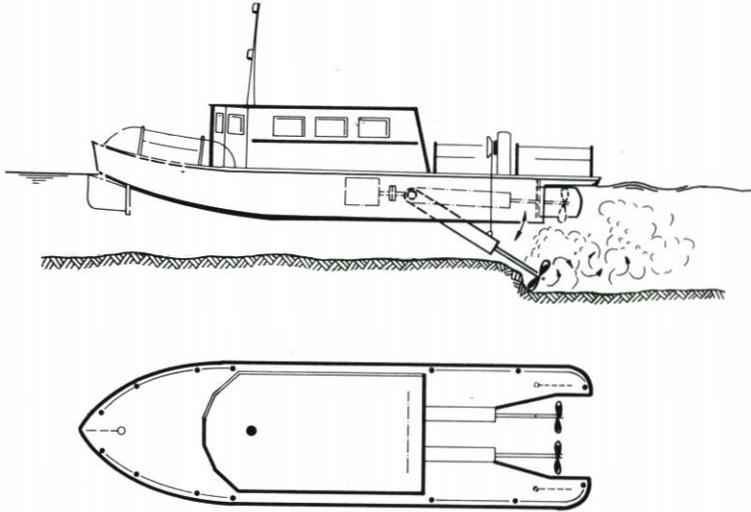


Abb. 22: Stromräumboot in Seitenansicht und Draufsicht

4.2 Wirkungsweise von Räumgeräten

4.2.1 Stromräumboot

Stromräumboote werden seit etwa 1950 zur Erhaltung der Vorflut und Schiffbarkeit von Außentiefs an der Küste eingesetzt. Sie sind mit zwei absenkbaaren Schrauben versehen. Die gegenläufig arbeitenden Doppelschrauben werden während des Räumvorganges bis auf die erhöhte Sohle abgesenkt und wirbeln das abgelagerte Material vor allem durch den Schraubenstrahl, aber auch durch die mechanische Propellerwirkung auf. Durch die starke Turbulenz des Schraubenwassers wird das Material im Wasser verteilt. Die dem Schluff zuzuordnenden Schwebstoffe verbleiben über längere Zeit in Suspension. Durch eine seewärtig gerichtete Strömung im Außentief werden diese Schwebstoffe dann seewärts verfrachtet und schließlich aus dem Außentief herausgetragen.

Die Arbeitstiefe ist durch die Länge des Schraubenauslegers begrenzt. Die Propellerschaufeln sind austauschbar, da sie im häufigen Sohlenkontakt einem großen Verschleiß unterliegen. Entwickelt wurden die Stromräumboote ursprünglich von der Firma Köster in Heide. Die in ihrer Arbeitstiefe begrenzten Stromräumboote eignen sich besonders für Außentiefs mit ihrer ohnehin geringen Tiefe.

Die technischen Daten der beiden z. Z. vom Bauamt für Küstenschutz in 12 Außentiefs an der Ostfriesischen Küste eingesetzten Stromräumboote sind in Tab. 2 zusammengestellt. Ein weiteres Stromräumboot wird zur Außentiefunterhaltung an der Jade verwendet.

4.2.2 Hydraulische Egge und Schlickpflug

Das als hydraulische Egge oder Schlickpflug bezeichnete Räumgerät (Abb. 23) wurde zu Beginn der 60er Jahre von der Firma Fokko Becker, Wilhelmshaven, entwickelt und in den folgenden Jahren unter wissenschaftlicher Beratung von Prof. HENSEN, TU Hannover, ständig

Tabelle 2. An der ostfriesischen Küste eingesetzte Stromräumboote und deren technische Daten

	Stromräumboot „Utlandshörn“	Stromräumboot „Hooge Hörn“
Länge (m)	12,00	15,90
Breite (m)	3,30	4,16
Tiefgang (m)	0,70	0,70
max. Räumtiefe (m. u. Wsp.)	1,50	2,50
Antriebsleistung (PS)	80	2 × 120
Regelarbeitsdrehzahl der Propeller (U/min.)	300	300

verbessert. In den Jahren 1969 bis 1970 wurde die hydraulische Egge erstmals für die Herstellung einer Schifffahrtsrinne beim Bau des neuen Tiefwasserhafens von Cayenne in franz. Guayana angewendet (HOFER, 1975). Im Tidegebiet der deutschen Nordseeküste wird die hydraulische Egge z. Z. u. a. in Hooksiel, Wilhelmshaven, Esensham/Unterweser (Kühlwassereinlauf Kernkraftwerk), Bremerhaven und am Anleger Bützfleth/Elbe eingesetzt.

Bei der hydraulischen Egge sind in einem schlittenähnlichen Stahlrahmen mit seitlichen Kufen zwei etwa senkrecht zueinanderstehende Einlaßbleche angeordnet. Das untere Blech hat die Funktion einer Pflugschar, die je nach Art und Lagerungsdichte des anstehenden Bodens unterschiedlich geformt wird und mit Aufreißzähnen versehen werden kann. Es führt das gelockerte Material und das durchströmende Wasser durch die Eintrittsöffnung in die dahinterliegende Wirbelkammer. Werden mit einem Schlickpflug sehr weiche Schlickablagerungen abgetragen, so gelangen die dispergierten Bodenpartikel allein durch die Formgebung der Wirbelkammer in die Strömung. In die Wirbelkammer kann aber auch zusätzlich von der Rückwand Druckluft und/oder Druckwasser gepumpt werden, das dem von vorn eindringenden Boden-Wasser-Gemisch entgegenströmt. Dadurch entstehen sehr starke aufwärts gerichtete Turbulenzen, die das Abtragmaterial fein verteilen und in höhere Stromlagen verwirbeln. Die auf Kufen gleitende Egge wird von einem Schlepper über den abzutragenden Boden gezogen. Pro Breitenmeter Egge sind etwa 100 PS, entsprechend 75 KW Zugkraft erforderlich.

Neben der mechanisch wirkenden Egge wird inzwischen auch eine „hydrodynamische“ Egge eingesetzt, die ausschließlich durch Wasserdüsen das Sediment löst und in Suspension bringt.

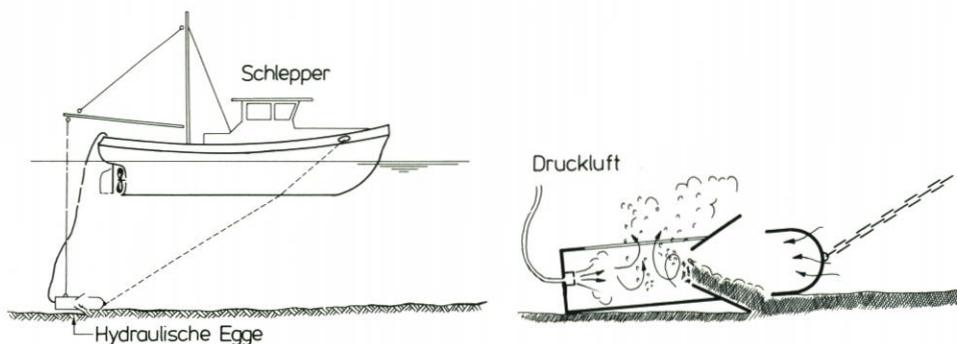


Abb. 23: Hydraulische Egge

Hydraulische Eggen sind vielseitiger und besonders bei größeren Wassertiefen einsetzbar. Sie können sowohl sehr kohäsives als auch schlickig/feinsandiges Material räumen. Der Transport des aufgewirbelten Materials wird auch hier von der Strömung besorgt. Im Bau und Betrieb sind sie aufwendiger als Räumboote.

4.3 Versuchsdurchführung mit Räumbooteinsatz

In den Monaten Mai/Juni und August 1986 sind zwei Versuchsreihen mit Räumbooteinsatz im Neßmersieler Außentief durchgeführt worden. Das Räumboot war während der Meßreihen in einem festgelegten Räumbereich zwischen Stat. 0 + 450 und 0 + 700 am westlichen Ufer des Außentiefs (s. Abb. 1) im Einsatz. Die seewärts transportierten, suspendierten Feststoffe wurden an den Meßstellen II und III durch die „Sediwa“ erfaßt. Die Meßstellen lagen i. M. 400 m (II) bzw. 1000 m (III) vom Räumbereich entfernt. Zusätzlich wurden an den Meßstellen wieder der Wasserstand und die Strömungsgeschwindigkeit sowie außerdem an Meßstelle II die Attenuation, der Sauerstoffgehalt und die Temperatur des Seewassers gemessen.

In der ersten Versuchsreihe vom 26. 5. bis 9. 6. 1986 ist mit großer Schützöffnung von 80 cm bei relativ niedrigen Tidewasserständen mit dem Spülen begonnen worden. Dadurch konnten hohe Fließgeschwindigkeiten bis 1,3 m/s im Außentief und somit sehr hohe Feststofftransportkonzentrationen erreicht werden. Das Spülziel wurde in Handbetrieb gesteuert, um durch zeitweises Ziehen der unteren Schütztafel einen hohen Füllungsgrad des Spülbeckens sicherzustellen. Die Handsteuerung brachte es allerdings mit sich, daß nur in 60 % der Tiden während der Tagzeit der Arbeitstage gespült werden konnte.

Die zweite Versuchsreihe vom 14. 8. bis 21. 8. 1986 sollte Aufschluß darüber geben, welche Schwebstoffgehalte noch bei geringen Fließgeschwindigkeiten zwischen 0,3 bis 0,5 m/s transportiert werden können. Das Spülwasser wurde bereits ab halber Tide abgelassen. In der nachfolgenden Nachttide wurde ohne Räumbooteinsatz gespült, um Sohlablagerungen zu verhindern bzw. zu räumen.

Der Tideverlauf ergab in der ersten Versuchsphase Wasserstände, die etwa 5 cm unter den langjährigen Mittelwerten lagen.

Während der zweiten Versuchsreihe haben die Pegel nur leicht erhöhte Tidewasserstände registriert. Während beider Versuchsreihen wurden nur geringe Windgeschwindigkeiten um i. M. 3 Bft gemessen.

5. Sediment- und Schwebstoffmessungen während des Räumbooteinsatzes

5.1 Analyseverfahren der Sediment- und Suspensionsproben

Zwischen dem hydraulischen Feststofftransport im Außentief und der Zusammensetzung des verfügbaren Sediments bestehen enge Wechselbeziehungen. Daher wurden sowohl die Bodensedimente als auch die Schwebstoffe mehrfach an den vorgegebenen Punkten entnommen und im Labor analysiert. Um auch evtl. Umlagerungen im Außentief zu erfassen, sind jeweils vor und nach einer Räumversuchsreihe definierte Bodenproben mit einem schließbaren Stechzylinder \varnothing 40 mm 10 cm tief entnommen worden.

Die Schwebstoffdauermessungen der „Sediwa“ erfassen kontinuierlich das Gesamtge-

wicht der abtrennbaren Kornfraktionen $\geq 5 \mu\text{m}$. Die Einzeluntersuchungen der Suspensionsproben sollten Aufschluß über die Verteilung der suspendierten Feststoffe infolge Räumboot-einsatzes und über die Frage der biogenen Verkittung der Feinststoffe geben.

Die *S e d i m e n t p r o b e n* wurden sowohl nach der herkömmlichen Methode der Sieb- und Schlämmanalyse als auch mit dem Cilas-Laser-Granulometer vom Geologisch-Paläontologischen Institut der Universität Kiel (Prof. KÖSTER) analysiert.

Die Schlämmanalyse bestimmt Äquivalentdurchmesser aufgrund der Sinkgeschwindigkeit der Sedimente. Zusammenballungen von Feinstsedimenten, die hauptsächlich auf Tonmineralien, Schalenbruchstücken etc. bestehen, dürften vermutlich optisch größere Abmessungen aufweisen, als ihre aufgrund der Sinkgeschwindigkeit errechneten Äquivalentdurchmesser.

Die mit dem Granulometer bearbeiteten Proben ergeben ein wesentlich feineres Korngrößenspektrum als die Ergebnisse der Sieb- und Schlämmanalyse. Vor allem im Bereich des Fein- und Mittelschluffs ($2 < \varnothing < 20 \mu\text{m}$) erfaßt diese Methode höhere Anteile.

Die Bestimmung der organischen Bestandteile (Corg-Gehalt) erfolgte mit dem Leco-Carbol-Analyser – CS 244 vom Geologisch-Paläontologischen Institut der Universität Kiel. Dabei wurde die bei niedrigen Temperaturen (ca. 40°C) getrocknete und gemahlene Probe im Induktionsofen des Leco-Analysers bei 2000°C im Sauerstoffstrom verbrannt und der Kohlenstoff zu CO_2 oxidiert. Die thermische Leitfähigkeit des entstehenden Gasgemisches dient als Maß für den CO_2 -Gehalt, über den der Corg-Gehalt bestimmt wird.

Die *S u s p e n s i o n s p r o b e n* wurden nach folgenden Verfahren untersucht:

- Cilas-Granulometer-Methode vom Geologisch-Paläontologischen Institut der Universität Kiel. Während verschiedener Tidephasen wurden Suspensionsproben im Außentief entnommen und mit dem Laserverfahren untersucht. Die Proben wurden mit Wasserstoffperoxyd behandelt, um das Algenwachstum zu behindern und organische Bestandteile zu zerstören (BfK, 1987).
- Elektronisch-optische Untersuchung durch die Fachhochschule Flensburg (Prof. MÜLLER VON DER HAEGEN). Das mikroskopisch vergrößerte Bild einer kleinen Wasserprobe wird durch einen Computer auf Partikelanzahl und Kornverteilung ausgewertet. Ein Nachteil dieses Verfahrens ist, daß nur eine sehr kleine Teilprobe (Tropfengröße) analysiert werden kann, die kaum eine repräsentative Entnahme zuläßt. Eine Unterscheidung zwischen organischen und anorganischen Bestandteilen ist nicht möglich. Mit Wasserstoffperoxyd behandelte Proben wurden mit jeweils unbehandelten Proben verglichen.
- Rasterelektronenmikroskopische (REM) Untersuchungen durch das Geologisch-Paläontologische Institut der Universität Kiel. Die REM-Aufnahmen ermöglichen wegen ihrer hochauflösenden Vergrößerung einen Einblick in die Zusammensetzung und den Aufbau der suspendierten Stoffe, den RICKLEFS (1988) in diesem Heft wiedergibt.

5.2 Sedimentverteilung im Watt und Außentiefprofil

Im August 1986 wurden in zwei Querprofilen in Stat. 0 + 675 und Stat. 1 + 470 Proben entnommen. Sie sollten einen Gesamtüberblick über die auf dem Watt westlich und östlich des Leitdammes sowie im Außentief anstehenden Sedimente vermitteln. Die Probenmittelwerte sind in Abb. 24 zusammengestellt.

Der Korndurchmesser des Wattsediments nimmt von Norden nach Süden etwas ab. Der Anteil des Schlämmskörns $\leq 60 \mu\text{m}$ steigt vom äußeren Profil mit 5 % auf 10–15 % in Stat. 0 + 675, so daß hier der Übergang vom Sandwatt zum Mischwatt anzusiedeln ist.

Auf der niedriger gelegenen Berme zwischen Außentief und Leitdamm lagert sich in dessen Seegangsschatten zunächst feineres Material ab mit einem Feinkornanteil bis zu 50 % (Stat. 0 + 675). Etwa 100 m östlich des Leitdamms ist der Einfluß von Außentief und Leitdamm abgeklungen, so daß kein merklicher Unterschied zur Kornzusammensetzung westlich des Leitdamms mehr festzustellen ist.

Der eigentliche Außentiefquerschnitt einschl. seiner Böschungsbereiche weist in Sohlenmitte an Meßstelle III fast ausschließlich Feinsand (98 %) auf. Landwärts nimmt der Feinsandanteil auf 90 bis 80 % ab. Hierbei dürfte es sich um das beim Spülen sortierte und an der Sohle bewegte gröbere Korn handeln, das im äußeren Bereich durch Sandeintrieb bei gewissen Flutströmungen (ERCHINGER u. a., 1986) noch angereichert wird.

Der Feinkornanteil < 60 µm liegt im Bereich der Außentiefböschungen wesentlich höher und beträgt an Meßstelle III an der Westseite 21 % und an der Ostseite 30 %. Diese Klassierung dürfte auf die bei Leitdammüberflutung quer zur Rinne verlaufende Strömungskomponente zurückzuführen sein.

Die Suspensionsproben werden dadurch zeitweise sowohl beim Spülen als auch beim Fährverkehr zur Ostseite der Rinne abgelenkt und führen hier zu Ablagerung des länger in Schwebelag befindlichen feineren Materials. Der Gehalt an organischer Substanz ist unmittelbar östlich des Leitdamms am höchsten. Er beträgt

bei Stat. 0 + 675	Corg = 1,57 %,
bei Stat. 1 + 440	Corg = 0,9 % und
100 m weiter östlich bei Stat. 0 + 675	Corg = 1,1 %.

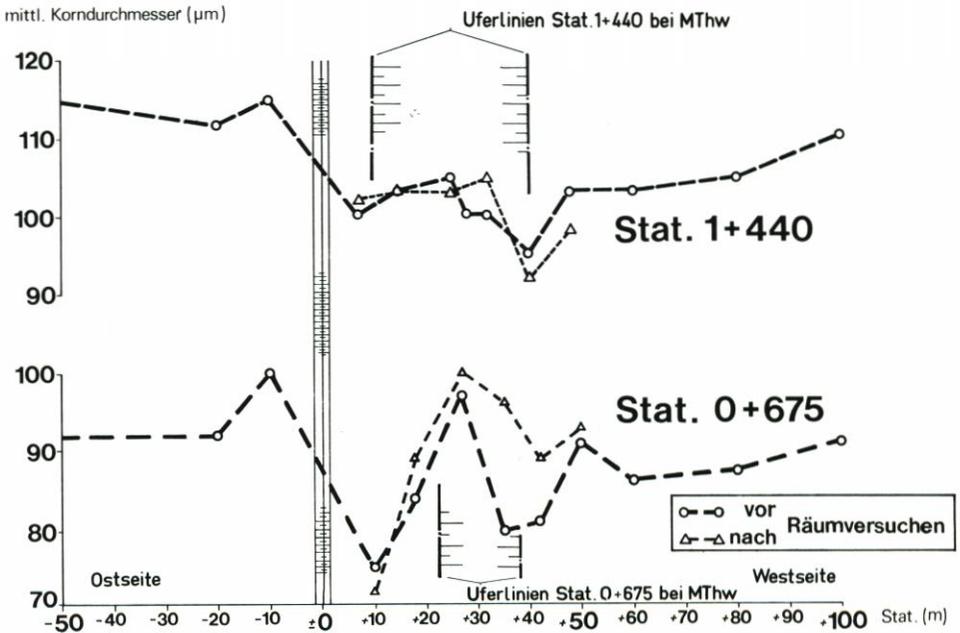


Abb. 24: Medianwerte aus den Sieb- und Schlämmanalysen der Schlickproben in ihrer Verteilung quer zum Außentief (entnommen im August 1986)

5.3 Sedimentverteilung nach Räumbooteinsatz

5.3.1 1. Versuchsreihe vom Mai/Juni 1986

Im Räumereich (Stat. 0 + 450 bis 0 + 700) wurden an drei Stationen (Stat. 0 + 475, 535 und 565) vor Beginn der Räumversuche Sedimentproben entnommen zur Analyse des abzuräumenden Materials. Die Sieb- und Schlämmanalysen ergaben einen mittleren Korndurchmesser von 75–80 μm und damit wesentlich mehr Feinanteile als im Außentiefbett an den Meßstellen II und III.

An Meßstelle II und III sind vor und nach den Räumversuchen im Mai 1986 je drei Sedimentproben entnommen worden. Ein erster Vergleich der aus den Sieb- und Schlämmanalysen ermittelten Medianwerte ergibt keine signifikanten Veränderungen der vor und nach dem Räumen entnommenen Sedimente (Tab. 3). Die Auftragung der Körnungskurven macht jedoch deutlich, daß sich ein Körnungsband im Feinsandbereich doch meßbar zum feineren verschoben hat (Abb. 25). Dieses dürfte die Folge der wechselnden Erosions- und Sedimentationsvorgänge sein, bei denen sich das geräumte und bis hier transportierte feinere Material mit den anstehenden Außentiefsedimenten vermischt.

Die Verschiebung wird besonders deutlich an den Körnungskurven der etwa 1000 m vom Räumereich entfernt liegenden Meßstelle III. Die Korngrößen der Feinsandanteile nehmen sowohl im Böschungsbereich als auch an der Sohle mit ihrem eng begrenzten Kornspektrum um ca. 20 μm ab.

Im Gegensatz dazu nehmen die Schlämmerkornanteile (DIN 4022), $\varnothing < 0,06 \text{ mm}$, in den Randbereichen des Querschnitts ab. Dies ist vermutlich auf eine Klassierung des geräumten Materials zurückzuführen. Während das sehr feine Schlämmerkorn mit der turbulenten Räumströmung seewärts transportiert wird, sedimentieren die feinsandigen Teilchen wegen ihrer größeren Sinkgeschwindigkeit im Randbereich des Querschnitts, wodurch der vor den Räumversuchen gemessene Schlämmerkornanteil abnimmt.

An der nur 200–500 m vom Räumereich entfernt liegenden Meßstelle II ergibt sich kein einheitliches Bild. Vor Beginn der Räumarbeiten wurde an der mittleren und westlichen Entnahmestelle ein relativ geringer Feinanteil $\leq 60 \mu\text{m}$ von 10–12 % gemessen. Dieser Anteil

Tabelle 3. Mittlere Korndurchmesser des Sediments in Meßstelle II und III vor und nach der Räumung aus Sieb- und Schlämmanalysen

Meßstelle II (Stat. 1000)	NN – 1,30 m westl. Außentieftrand μm	AT-Sohle Mitte μm	NN – 1,30 m östl. Außentieftrand μm
Vor Räumversuchen	96	100	88
Nach Räumversuchen	100	98	80
Meßstelle III (Stat. 1470)			
Vor Räumversuchen	98	105	90
Nach Räumversuchen Sieb- und Schlämmanalyse	99	105	95

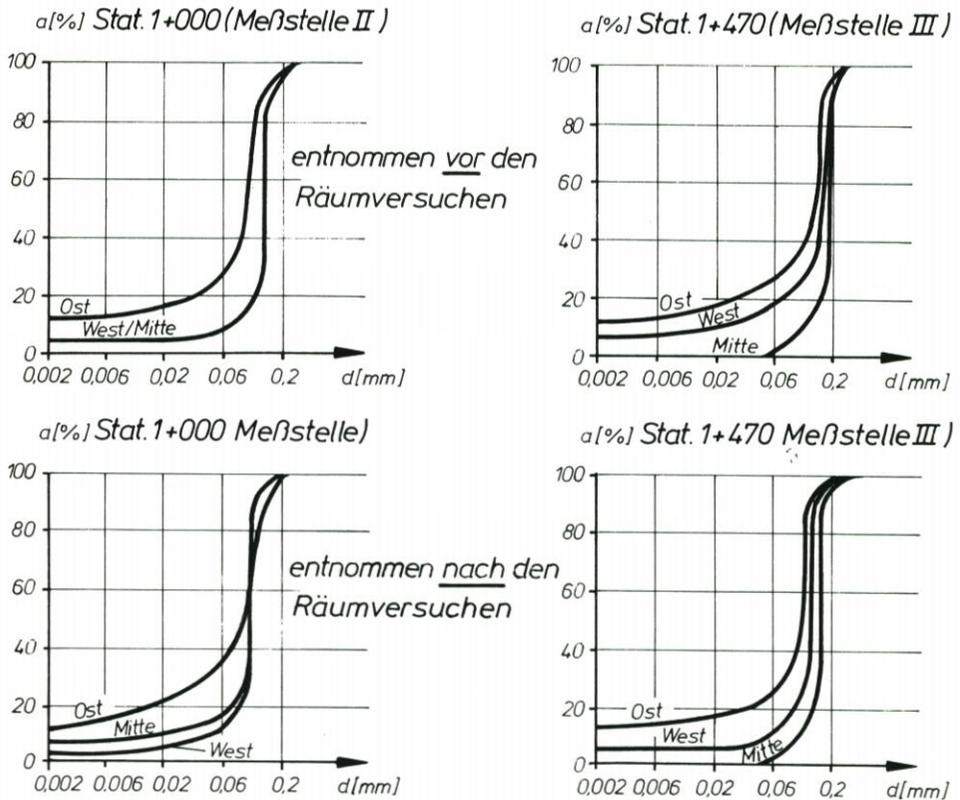


Abb. 25: Körnungskurven von Außentiefbodensedimenten vom Mai/Juni 1986

hat sich vor allem infolge Zunahme des Mittel- und Grobschluffkorns auf 18 % in Sohlmitte erhöht. Der westliche Entnahmepunkt zeigt hingegen ausschließlich Veränderungen im Feinsandspektrum, das sich – wie an Meßstelle III – nach links verschiebt. An der Ostseite nimmt sowohl der Schlammkornanteil als auch der Anteil grobkörniger Feinsande zu. Dies mag ein Zufallsergebnis sein. Die Zunahmen des Feinsandspektrums deuten jedoch darauf hin, daß in der Nähe des Räumbereiches zumindest zeitweise ein Überangebot an geräumtem Sediment vorherrschte, das nicht suspendiert wurde. Dieses Material hat sich daher ohne Klassierung abgesetzt und ist erst später mit den nachfolgenden Spülströmungen erodiert worden.

Bezüglich der organischen Bestandteile bleibt festzuhalten, daß deren Gehalt während der Räumversuche an fast allen Entnahmestellen abnimmt.

Die vor und nach den Räumversuchen nivellierten Außentiefprofile seewärts des Räumbereiches zeigen weder Auf- noch Ablandung. Daraus kann geschlossen werden, daß ein Gleichgewichtsprofil besteht, und Sedimentations- und Erosionsphasen ständig wechseln und sich ausgleichen.

5.3.2 2. Versuchsreihe vom August 1986

Die Räumbooteinsätze wurden hierbei bereits ab halber Ebttide (Wasserstand ~ NN) und mit geringer Spülstromgeschwindigkeit durchgeführt. Die landseitigen Entnahmestellen

der Sedimentproben wurden von Meßstelle II bis an den seewärtigen Rand des Räumbereiches verlegt (Stat. 0 + 675). Die Probenentnahmen bestätigten weitgehend die Ergebnisse vom Frühjahr des Jahres (Tab. 3 und Abb. 25). Der mittlere Korndurchmesser des Feinsand-Kornbandes verringerte sich infolge der Räumaktion (Abb. 26). In Stat. 0 + 675 nimmt der zuvor hohe Schlammkornanteil in den sohnahen Probenentnahmestellen deutlich ab, während eine Probe vom oberen westlichen Außentieftrand 10 m östlich des Leitdammes eine Zunahme feiner Kornfraktionen verzeichnet. Aufgrund dieser Probe wird das in Abb. 26 dargestellte Körnungsband der Schlammfraktionen $\leq 60 \mu\text{m}$ der Stat. 0 + 675 nach der Räumaktion wesentlich breiter. An den anderen Entnahmestellen nehmen die Feinanteile ab.

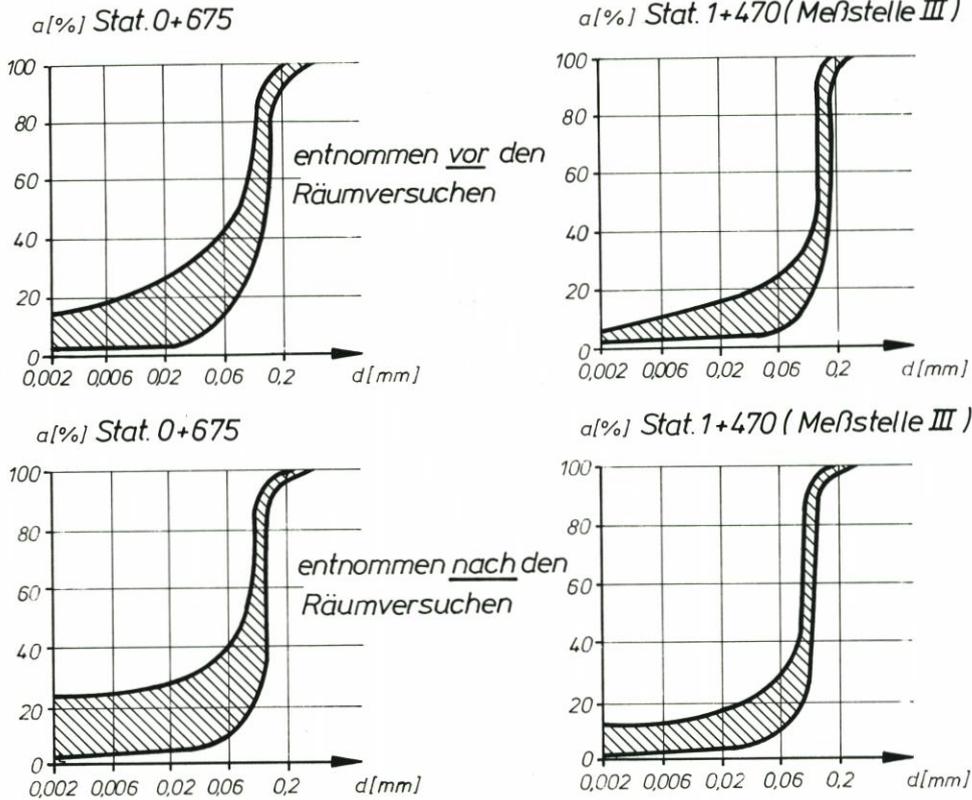


Abb. 26: Körnungskurven von Außentiefbodensedimenten vom Aug. 1986

Die sedimentologischen Untersuchungsergebnisse sind ein Indiz für eine Klassierung des geräumten Materials, die aufgrund der unterschiedlichen Sinkgeschwindigkeiten bei der geringeren Fließgeschwindigkeit bereits im Aktionsbereich des Räumbootes einsetzt. Sedimente mit hoher Sinkgeschwindigkeit (Feinsand) werden ausschließlich durch die turbulente Spülströmung transportiert. Ihre Konzentration nimmt zur Außentiefsohle stark zu. Infolgedessen ist die Suspension als heterogen zu bezeichnen. Zum Teil dürfte das grobe Material wie „Geschiebe“ auf der Sohle transportiert werden. Nimmt die Turbulenz ab, sedimentieren die Feinsande und werden erst mit der nächsten Spülströmung wieder erodiert und seewärts transportiert.

Sedimente mit sehr geringer Sinkgeschwindigkeit werden infolge der durch Räumboot-

und Spülströmung erzeugten Turbulenz über den gesamten Wasserquerschnitt verteilt. Sie bilden mit dem Seewasser eine quasi homogene Suspension und nehmen an der turbulenten Austauschbewegung des Wassers teil. Sie gelangen auch in den Randbereich des wasserbedeckten Querschnitts, wo sie ggf. infolge der gegen Null abnehmenden Strömung sedimentieren, wie 10 m östlich des Leitdammes festzustellen war.

5.4 Schwebstoffanalyse – mit und ohne Räumbooteinsatz

Als Ergebnisse der Cilas-Messungen und der optisch-elektronischen Untersuchungen konnte die Kornverteilung von Suspensionsproben ermittelt werden.

Die Cilas-Schwebstoffuntersuchungen ergeben relativ große Medianwerte zwischen 70–96 μm , der aus dem Spülstrom ohne Räumbooteinsatz an den Meßstellen II und III entnommenen Proben. Dieses Ergebnis zeigt, daß bei regelmäßigem Spülbetrieb hauptsächlich die an der Außentiefsohle vorherrschenden Feinsandfraktionen transportiert werden. Die Medianwerte der während des natürlichen Ebbstroms – also bei geringeren Fließgeschwindigkeiten bis 0,3 m/s – entnommenen Proben liegen um eine 10er Potenz niedriger zwischen 6,7 bis 9,4 μm .

Die während des Räumbooteinsatzes am 26./27. 5. 86 entnommenen Proben bringen ein ähnliches Ergebnis für den Medianwert zwischen 8,5 und 9,3 μm . Dieses Ergebnis überrascht insofern, als beim Spülen ohne Räumbooteinsatz wesentlich höhere Medianwerte gemessen wurden. Offensichtlich wurden hauptsächlich die in quasi-homogener Suspension befindlichen Schwebstoffe erfaßt – s. Abschn. 5.3.2. Außerdem wurden die Suspensionsproben wegen Algenbildung mit Wasserstoffperoxyd behandelt, wodurch zahlreiche biogene Bindungen zerstört werden und somit ein geringerer Medianwert gemessen wird.

Dies zeigen auch die mikroskopischen Untersuchungen der Fachhochschule Flensburg, in denen die Teilchen-Größen elektronisch ausgezählt werden. Bei einer unbehandelten Probe liegt die Mehrzahl der aus dem Räumstrom entnommenen Schwebstoffe im Größenbereich 20–50 μm , also in der Kornfraktion des Grobschluffs. Die Kornverteilung dieser unbehandelten Suspensionsproben ist in Abb. 27 aufgetragen. Nach Angaben des Probenbearbeiters konnten allerdings eine große Anzahl von Teilchen $\geq 100 \mu\text{m}$ nicht in die Analyse einbezogen werden.

Durch Behandlung der Proben mit Wasserstoffperoxyd verschiebt sich die Körnungslinie vom Grobschluffbereich (20–60 μm) in die Fraktion des Fein- und Mittelschluffs. Diese Verschiebung ist ein Hinweis auf die tatsächlich vorhandenen zahlreichen, aus feineren Teilchen zusammengesetzten Partikel (Agglomerate), die nach den REM-Untersuchungen aus Tonmineralien und untergeordnet aus den Mineralien Quarz, Glimmer und Feldspat bestehen (KÖSTER u. RICKLEFS, 1987). Die Teilchen werden infolge elektrochemischer Flockung und mikrobiologischer Aktivität zusammengehalten. Auch zahlreiche organische Stoffe, z. B. Schalen, Gehäusereste von Kieselalgen und Einzellern, befinden sich in Suspension.

Eine beim Spülen ohne Räumbooteinsatz in Meßstelle III entnommene Probe enthält große Anteile aus der Korngrößenfraktion des Mittelschluffs (6–20 μm ; Abb. 27). Dieses Ergebnis widerspricht scheinbar der oben erläuterten Cilas-Untersuchung. Es ist jedoch zu bedenken, daß während der Teilprobenentnahme häufig die Teilchen mit großer Sinkgeschwindigkeit (z. B. Feinsand) nicht mehr erfaßt werden, so daß deren Anteil in der untersuchten Tropfenprobe unterrepräsentiert ist.

Trotz der Problematik der Schwebstoffentnahme und -analyse läßt sich auch aus den Schwebstoffuntersuchungen der Schluß ziehen, daß das geräumte Material mit der in Abb. 27

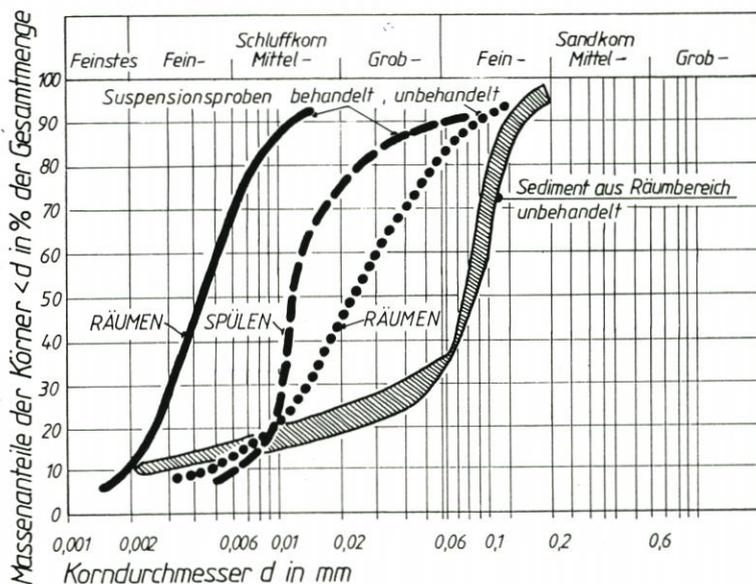


Abb. 27: Kornverteilung der Suspensionsproben während der Spül- und Räumbootphasen sowie des Sediments aus dem Räumbereich mit und ohne Wasserstoffperoxydbehandlung

dargestellten Kornverteilung nach dessen Eintrag in die vorbeiziehende Strömung klassiert wird. Wird diese Kornverteilung mit der aus dem Räumstrom entnommenen Verteilung der suspendierten Stoffe verglichen, so ist folgendes festzustellen:

- Die Feinsandfraktion ($\geq 60 \mu\text{m}$) wird in der in mittlerer Wassertiefe entnommenen Schwebstoffprobe in wesentlich geringeren Anteilen erfaßt. Daraus ist zu schließen, daß die Feinsandfraktion in heterogener Suspension, d. h. mit zur Sohle stark zunehmender Konzentration, transportiert wird.
- Die feinsten Teilchen einschl. der Feinschluff-Fraktion ($\leq 6 \mu\text{m}$) werden wegen ihrer sehr geringen Sinkgeschwindigkeit über den gesamten Wasserquerschnitt bis in den Übergang zum Watt verteilt und in quasi homogener Suspension transportiert. Diese Schwebstofffraktionen werden daher in etwa gleichen Anteilen wie in der geräumten Sedimentprobe gemessen.
- Die Anteile aus den Fraktionen des Grobschluffs ($20\text{--}60 \mu\text{m}$) und vor allem die des Mittelschluffs ($6\text{--}20 \mu\text{m}$) überwiegen in der Schwebstoffprobe. Sie nehmen gegenüber den Anteilen aus der Schlämmanalyse der Sedimentproben erheblich zu. Diese Fraktionen werden konzentriert in dem Hauptspülstrom transportiert. Sie verteilen sich nicht über den Gesamtquerschnitt bis in die Seitenräume und verhalten sich auch nicht wie die Feinsandfraktion mit sohnaher Konzentration und Neigung zum Absetzen. Der Förderzustand dieser Mittel- bis Grobschlufffraktionen wäre demzufolge einem Übergangsbereich zwischen homogener und heterogener Suspension zuzuordnen.

Die Schwebstoffanalysen zeigen, daß der starke Räumeffekt der Räumbootpropeller zu einer guten Auflösung des zu räumenden Sediments führt. Zusammenballungen von Feinsedimenten, die überwiegend als Agglomerate der Korngröße des Mittel- bis Grobschluffs zuzuordnen sind, werden jedoch nicht zerkleinert (KÖSTER, RICKLEFS, 1987). In der Strömung werden die Sedimente klassiert. Sie bilden homogene bis heterogene Feststoff-Wasser-Gemische (NEWITT et al., 1955).

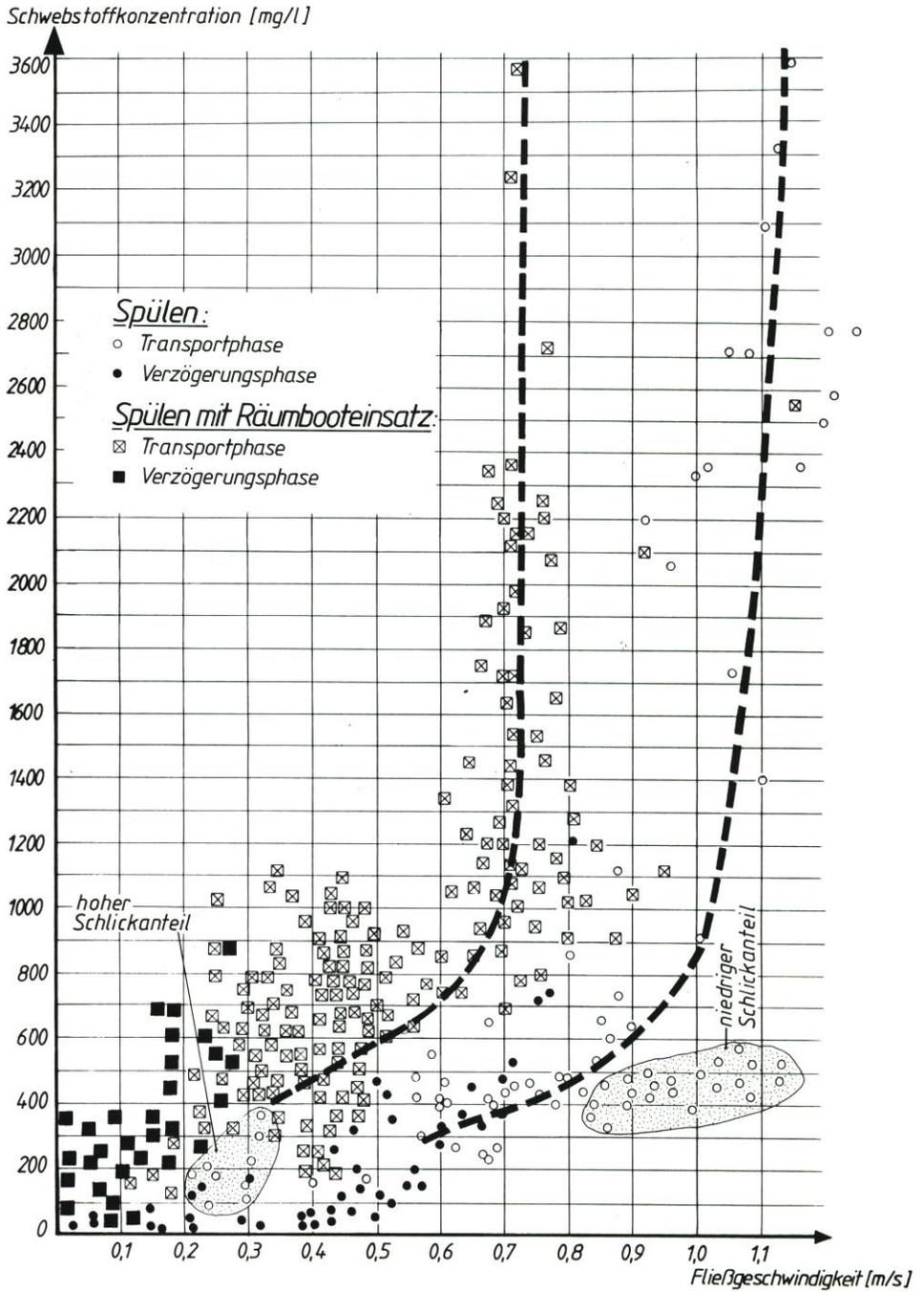


Abb. 28: Daten der Schwebstoffkonzentration in Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit mit und ohne Räumbooteinsatz

5.5 Schwebstofftransport

5.5.1 Schwebstoffkonzentration in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit

Die Ergebnisse der Dauermessungen mit der „Sediwa“ in den Meßstellen II und III zeigen, daß durch den Räumbooteinsatz ein Mehrfaches an Schwebstoffen mobilisiert wird. Abb. 28 verdeutlicht den Unterschied zwischen den Schwebstoffgehalten bei normalem Spülbetrieb und beim Spülen mit Räumbooteinsatz. Die gewonnenen Meßwerte sind als Minutenmittelwerte ermittelt worden, von denen jeweils zehn zu einem Punkt zusammengefaßt worden sind (Abb. 28).

Bei der Betrachtung der Schwebstoffkonzentration in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit ist grundsätzlich zwischen einer Transportphase und einer Verzögerungsphase zu unterscheiden. Gegen Ende der Spülphase nehmen die Fließgeschwindigkeiten stark ab. Die Schwebstoffe verbleiben während dieser Verzögerungsphase noch eine Weile in Suspension und sedimentieren erst allmählich. Die im Verhältnis zur Fließgeschwindigkeit häufig sehr hohen Werte der Schwebstoffkonzentration während dieser Sedimentationsphase sind daher besonders gekennzeichnet.

Auffällig ist, daß die Schwebstoffkonzentration bei Geschwindigkeiten unter 0,6 m/s etwa 1100 mg/l nicht überschreitet, während bei Fließgeschwindigkeiten über 0,6 m/s die Schwebstoffkonzentration offenbar infolge der großen Turbulenz steil zunimmt bis über 3000 mg/l. Hervorzuheben ist, daß bei höheren Schwebstoffkonzentrationen ohne Räumbooteinsatz eine etwa 50 % höhere Fließgeschwindigkeit für die gleiche Konzentration erforderlich ist. Da der Transportvorgang sich nicht unterscheidet, ist der stärkere Strom für die Mobilisierung des Materials erforderlich, die im andern Fall das Räumboot übernimmt.

5.5.2 Schwebstoffkonzentration und -transport während einzelner Räumphasen

Die Ganglinien der Schwebstoffkonzentration während des Spülers mit Räumbooteinsatz sind auf Abb. 29 für die Meßstelle II und auf Abb. 30 für Meßstelle III wiedergegeben. Mit Spülbeginn wurde der Räumbooteinsatz in dem in Abb. 1 dargestellten Räumbereich gestartet. Bei einer maximalen Spülgeschwindigkeit von 0,93 m/s blieb an Meßstelle II die Schwebstoffkonzentration bis auf einen Spitzenwert von 1480 mg/l unter 1000 mg/l. Diese während des Räumbooteinsatzes relativ geringe Konzentration ist vermutlich damit zu erklären, daß der schwebstoffreiche Hauptspülstrom von der wegen des Schiffsbetriebes seitlich im Außentief angeordneten Meßstelle II nicht voll erfaßt wurde. Anders bei Meßstelle III (Abb. 30), wo bei einer Spülstromgeschwindigkeit von 0,80 m/s eine maximale Schwebstoffkonzentration von 2370 mg/l gemessen wurde. Bei dieser hohen Konzentration war der Waagebehälter der „Sediwa“ jeweils in sehr kurzer Zeit gefüllt und mußte wieder leerspült werden. Durch diese häufigen Spülvorgänge – in den Ganglinien mit „S“ gekennzeichnet – ergaben sich für einige Minuten Lücken in der Datenerfassung. Das macht die Grenzen dieses Meßverfahrens deutlich.

Die an Meßstelle III während des Räumbooteinsatzes gemessene Schwebstoffkonzentration ist in Abb. 31 über die Fließgeschwindigkeit aufgetragen. Durch eine fortlaufende Eintragung der Minutenmeßwerte ist eine zeitbezogene Zuordnung möglich und der Verlauf der Schwebstoffkonzentration über die gesamte Räumzeit Minute für Minute nachvollziehbar.

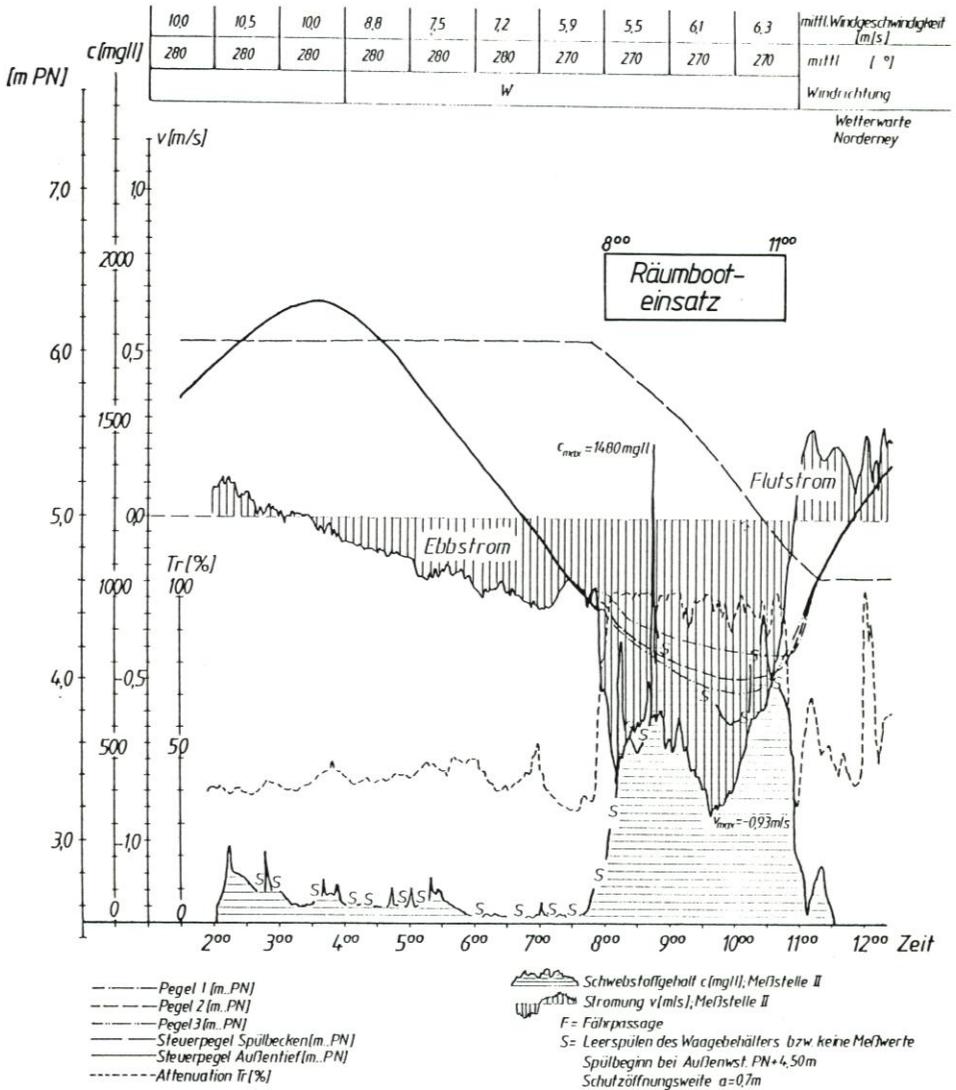


Abb. 29: Ganglinien - Meßstelle II - vom 28. 5. 1986

Nach Öffnen des Spülsiels um 7.56 Uhr läuft der Spülschwall durch das Außentief. Nach 5 Minuten erreicht der kleiner als 1 cm hohe Schwallkopf Meßstelle II, nach weiteren 3 Minuten gegen 8.04 die Meßstelle III. Mit Durchlaufen des Schwallkopfes nimmt die Fließgeschwindigkeit sofort zu. Infolge Zunahme des Stromarbeitsvermögens erhöht sich auch die Schwebstoffkonzentration und steigt bis 8.25 Uhr weiter bis auf 800 mg/l. Die durch das Räumboot aufgewirbelten Sedimente erreichen erst gegen 8.30 Uhr die Meßstelle III. Sie werden vom Wasserkörper transportiert. Der Spülschwall hingegen läuft der Strömung mit Wellengeschwindigkeit ($c = v + \sqrt{g \times h}$ [m/s] mit h = mittl. Wassertiefe über Sohle) voraus.

Zur Ermittlung der die Meßstelle passierenden Schwebstofffracht wird die in einem Punkt gemessene Schwebstoffkonzentration als für den gesamten Querschnitt repräsentativ

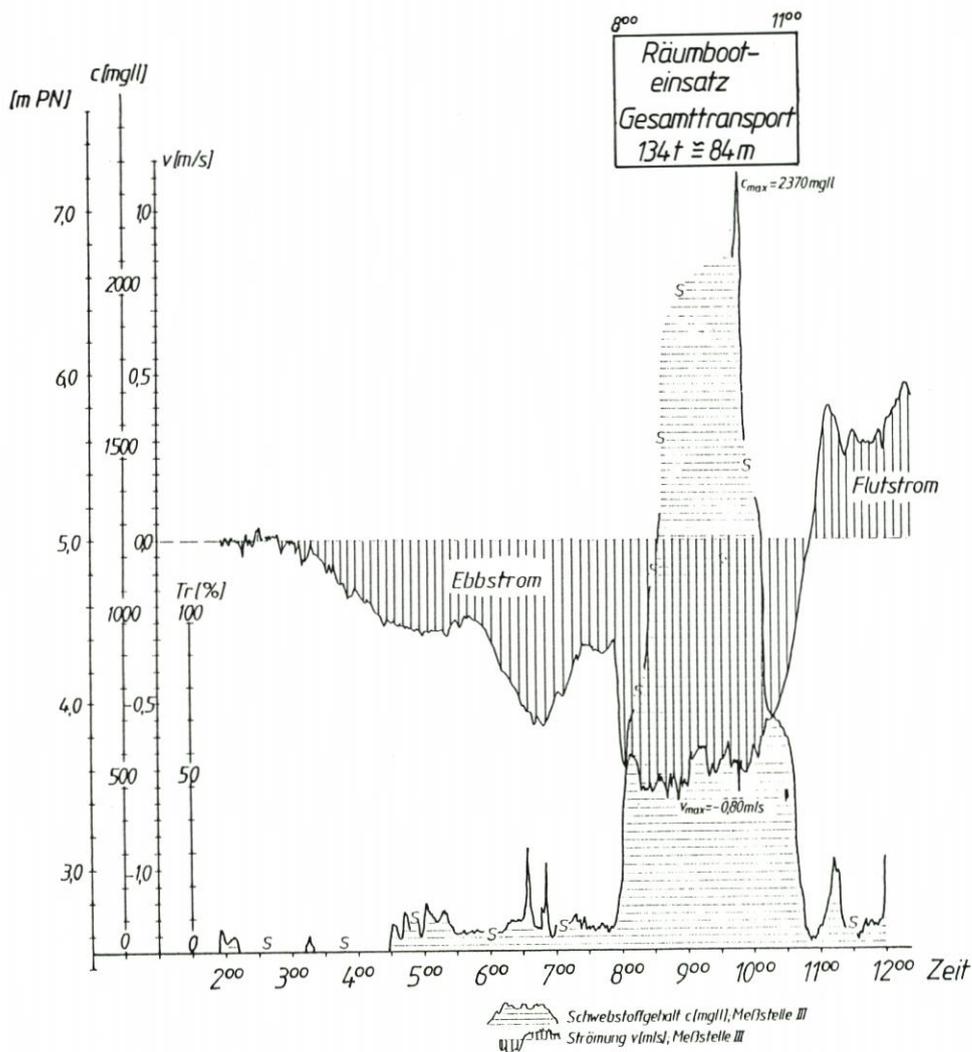


Abb. 30: Ganglinien – Meßstelle III – vom 28. 5. 1986 (Wasserstände s. Abb. 29)

angenommen. Bis zum Eintreffen des vom Räumboot mobilisierten Materials sind infolge der starken Spülströmung 14 t erodiertes Material aus dem oberhalb liegenden Tiefabschnitt an Meßstelle III erfaßt worden. Bei leicht schwankenden Schwebstoffkonzentrationen zwischen 1100 und 1400 mg/l haben nach 45 Minuten ca. 82 t Schwebstoff den Meßquerschnitt passiert. Ab 10.21 Uhr beginnt die Hauptverzögerungsphase; die Geschwindigkeit und allmählich auch die Schwebstoffkonzentration nehmen bis zum Räumende um 10.53 Uhr ab. In der etwa 3stündigen Räumzeit sind 134 t Schlick an Meßstelle III erfaßt worden, das sind rd. 84 m^3 .

Abb. 32 derselben Versuchsreihe im Mai 1986 zeigt die Abhängigkeit zwischen Schwebstoffgehalt und Strömungsgeschwindigkeit an Meßstelle III während eines Räumbooteinsatzes bei sehr hohen Strömungsgeschwindigkeiten bis 1,3 m/s. Allein durch den Spülstrom wird hier eine Konzentration bis 1600 mg/l erreicht. Danach erhöht sich die Konzentration innerhalb einer Minute auf ca. 3200 mg/l, als das durch das Räumboot mit beträchtlicher

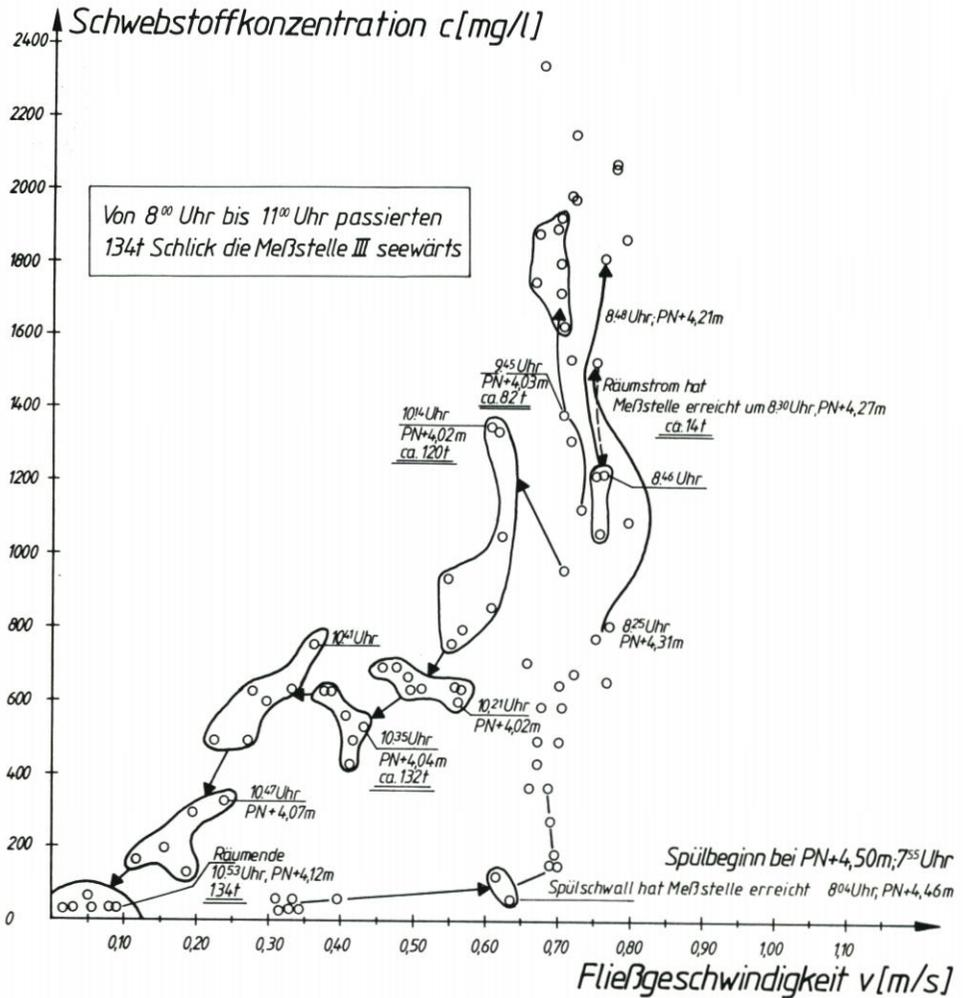


Abb. 31: Schwabstoffkonzentration und Schwabstofftransport in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit während des Spülens mit Räumbooteinsatz am 28. 5. 1986 (Meßstelle III)

Schwabstofffracht angereicherte Wasser die Meßstelle erreicht. Die Konzentration steigt weiter an bis zu einem gemessenen Maximalwert von ca. 8800 mg/l. Danach wird das Räumen mit dem Räumboot beendet, die Schwabstoffkonzentration nimmt innerhalb von 74 Minuten kontinuierlich von 6000 auf 2000 mg/l ab, obwohl die Spülstromgeschwindigkeit noch weit über 1 m/s liegt. Damit wird deutlich, daß die Transportkonzentration von der Mobilisierung der Schwabstoffe abhängt. Danach nehmen die Fließgeschwindigkeit und damit die Schwabstoffkonzentration – wegen Ausfall der „Sediwa“ nicht mehr erfaßt – kontinuierlich auf Null bzw. eine geringe Grundkonzentration ab. Während dieses 3,5stündigen Räumbooteinsatzes am 26. 5. 1986 wurden 300 t Schlick durch Meßquerschnitt III transportiert.

Um den Schwabstofftransport auch bei relativ geringen Fließgeschwindigkeiten ($v < 0,6$ m/s) zu untersuchen, ist in der zweiten Versuchsreihe vom August 1986 bei einem hohen Außenwasserstand um NN und einer Schützöffnungsweite unter 0,8 m mit Räumbootunterstützung gespült worden (Abb. 33). Zu Beginn erhöht der Spülstrom die natürliche Ebb-

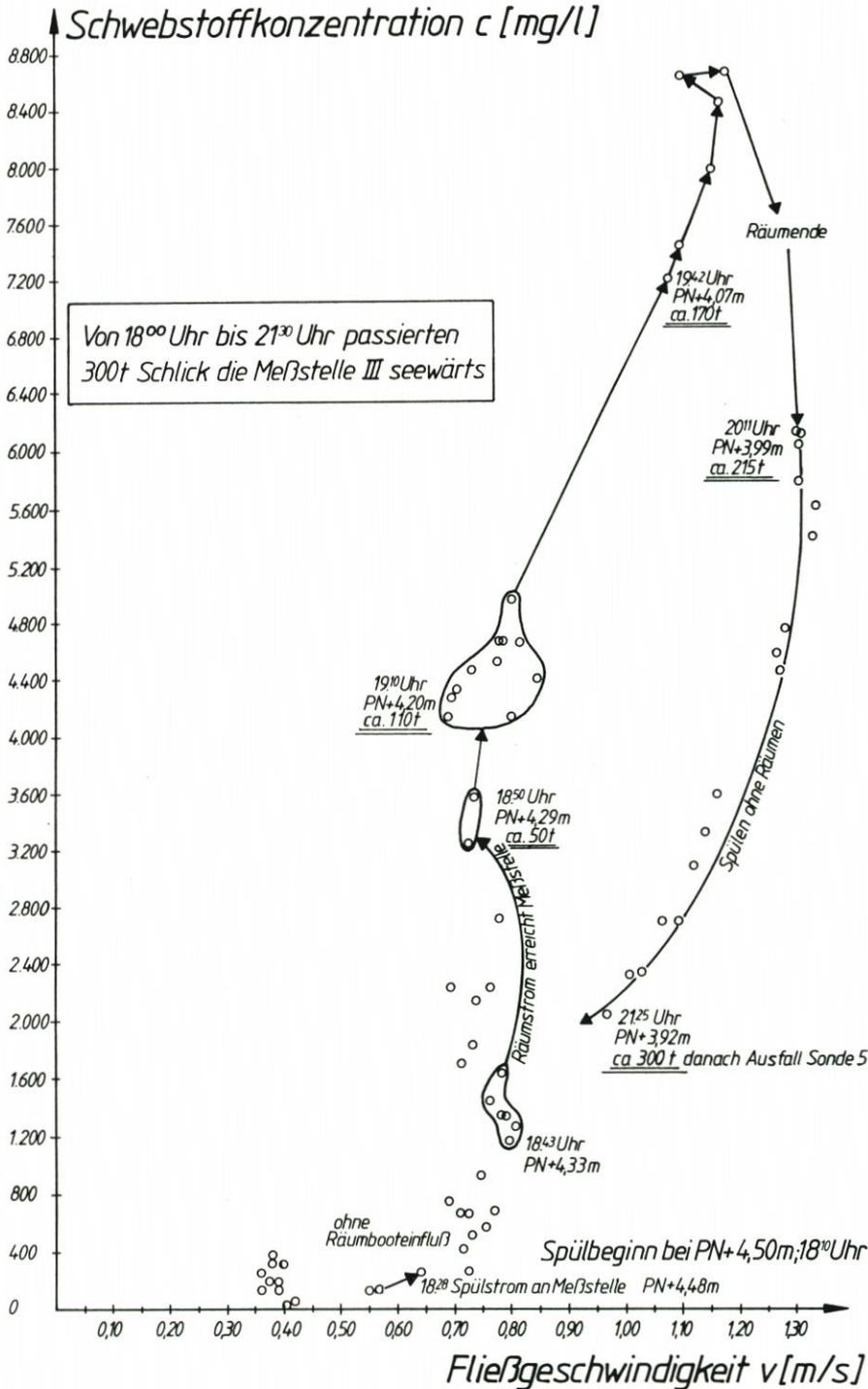


Abb. 32: Beziehung zwischen Strömung und Schwabstoff während des Räumbooteinsatzes am 26. 5. 1986 (Meßstelle III)

stromgeschwindigkeit von 0,4 auf max. 0,6 m/s. Damit steigt auch der Schwebstoffgehalt auf zunächst ca. 700 mg/l an, um dann wieder mit abnehmender Strömung auf ca. 400 mg/l abzufallen.

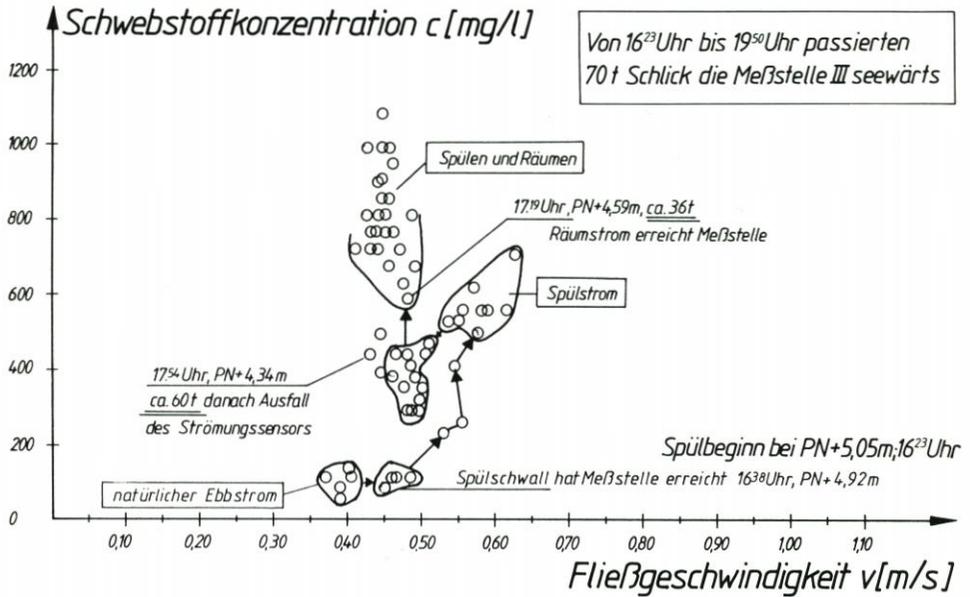


Abb. 33: Beziehung zwischen Strömung und Schwebstoff während des Räumbooteinsatzes am 28. 8. 1986 (Meßstelle III)

Erst als der durch das Räumboot angereicherte Spülstrom die Meßstelle erreicht, steigt die Konzentration bis auf einen Maximalwert von etwa 1100 mg/l bei einer Fließgeschwindigkeit von etwa 0,45 m/s an. Der Räumbooteinsatz wird um 17.43 Uhr beendet. Infolge des anhaltenden Spülstroms wird 50 Minuten danach an Meßstelle III eine erhöhte Schwebstoffkonzentration um 600 mg/l gemessen. Legt man den reinen Stromweg zugrunde, so dauert die Transportzeit der zuletzt durch das Räumboot eingetragenen Teilchen von der Räum- bis zur Meßstelle 30 bis 40 Minuten. Wegen der Auflockerung des Räumbereiches wird wahrscheinlich danach noch verstärkt Material durch die Strömung mobilisiert. Die letzten Meßwerte fehlen hier wegen des Ausfalls des Strömungssensors, der vermutlich kurzzeitig mit Seetank bedeckt war. Während der gesamten Räum- und Spülphase werden 70 t Schlick seewärts transportiert, das ist wesentlich weniger als im Beispiel der ersten Meßreihe im Mai 1986.

Auf Abb. 34 sind die Ganglinien für Wasserstand, Fließgeschwindigkeit und Schwebstoffgehalt sowie die Summenlinie und die zeitliche Änderung des Schwebstoffgehaltes über der Zeitabzisse entwickelt. Die starke Zunahme des Schwebstoffgehaltes um 140 mg/l je Min. zu Beginn der Räumung und Spülung – zeitversetzt für den Fließweg des Wasserkörpers von der Mobilisierung des Materials bis zur Erfassung an Meßstelle III – macht die stark mobilisierende und transportierende Wirkung der stark beschleunigten Strömung deutlich. Gegen Ende der Räumphase ist der Geschwindigkeitsabfall erheblich, auch ist die Abnahme des Schwebstoffgehaltes mit 61 mg/l je Min. noch beträchtlich. Bei einem Schwebstoffgehalt von etwa 1000 mg/l um Tideniedrigwasser besteht die Gefahr, daß mit der ersten einlaufenden Flut selbst bei schwachem Flutstrom ein erheblicher Schwebstofftransport in das Außentief stattfindet. Ein rechtzeitiges Beenden des Räumbooteinsatzes vor Tnw ist folglich geboten.

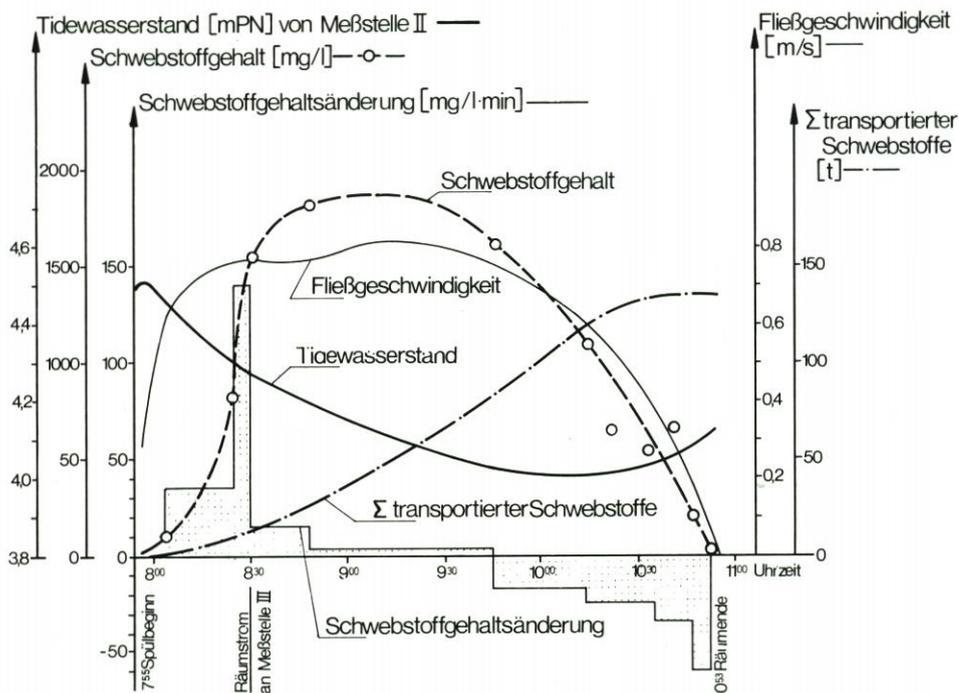


Abb. 34: Zeitabhängige Entwicklung der Fließgeschwindigkeit und des Schwebstofftransports während des Spülens mit Räumbooteinsatz am 28. 5. 1986 (Meßstelle III) (Kurven geglättet)

5.6 Vergleich der mobilisierten und transportierten Massen

Das während der beiden Räumversuchsreihen im Räumereich mobilisierte Schlickvolumen ist mit Hilfe von Handpeilungen für drei verschiedene Höhenstufen ermittelt und in Tab. 4 zusammen mit etwaigen Massenverschiebungen durch Erosion oder Ablagerung auf der bezeichneten Außentiefstrecke wiedergegeben worden.

Da im August mit dem Räumen schon bei Wasserständen um NN und somit ca. 50 cm höher als im Mai begonnen wurde, konnte das Räumboot mehr in dem höher liegenden Randbereich arbeiten. Demzufolge sind im August die obere und vor allem die mittlere Räumerschicht stärker erfaßt worden, während im Mai die untere Schicht am stärksten geräumt wurde.

Bezieht man das durch das Räumboot gelöste Gesamtvolumen jeder Versuchsreihe auf die jeweilige Gesamträumzeit, so ergibt sich im Mai bzw. August jeweils

eine Räumleistung von 49 bis 54 m³ pro Stunde.

Im August erbrachte das Lösen des Schlicks im oberen weichen Randbereich trotz niedrigerer Spülstromgeschwindigkeiten eine um 10 % höhere Leistung. Die Schwebstoffgehalte waren zwar geringer, aber der Wasserquerschnitt um so größer. Zu bedenken ist ferner, daß sich das geräumte Sediment bei geringeren Geschwindigkeiten teilweise zwischen dem Räumereich und der Meßstelle wieder abgesetzt hat und erst nach und nach während der nächsten Spülungen durch die Strömung aufgenommen und weitertransportiert worden ist. Vor und nach beiden Räumbootversuchsreihen sind daher die über die Außentiefen verteilten 18

Profile gepeilt worden. Aus den Differenzen der jeweiligen Peilungen errechnen sich die Schlickmassen, die in dem entsprechenden Zeitraum in dem Außentief erodiert bzw. abgelagert wurden. In Tab. 4 sind diese Massen – wieder bezogen auf drei Höhenstufen – mit enthalten.

Die durch Meßstelle II (Station 1000) seewärts transportierte Gesamt-Schwebstofffracht war im Mai und August etwa gleichgroß, durch Stat. 1470 (Meßstelle III) wurden im August gut 400 t mehr Schlick seewärts transportiert als im Mai (Tab. 4).

Obwohl im August mit kleineren Spülgeschwindigkeiten geräumt wurde, ergaben sich auch über das übrige Außentief etwa gleichhohe Erosionsraten, zwischen Meßstelle II und III sogar höhere als im Mai. Das dürfte sowohl in Zwischenablagerungen und -mobilisierungen als auch in zusätzlicher Ausräumung begründet sein.

Bei einem Vergleich der aus den Peilungen ermittelten Massen mit den von der „Sediwa“ gemessenen Schwebstoffmassen ergeben sich für die Mai-Messungen an Meßstelle III als „Sediwa“-Messung ca. 2500 t und aus den Peilungen 2300 t eine recht gute Übereinstimmung. Lücken und Mängel in der „Sediwa“-Erfassung lassen für die anderen Meßreihen einen solchen Vergleich nicht zu.

Hinsichtlich der von der „Sediwa“ 0,4 m über Sohle erfaßten Schwebstofffrachten und den in gleicher Position gemessenen Fließgeschwindigkeiten ist diese Einpunktmessung nicht mit hohem Genauigkeitsanspruch als repräsentativer Mittelwert für den ganzen Querschnitt anzusehen. Die Vorversuche hatten jedoch für die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit eine ausreichende Genauigkeit der Einpunktmessung ergeben (ERCHINGER u. a., 1986). Da das Außentiefprofil sich aber im Laufe einer Meßkampagne insbesondere durch das vom Sicherheitsbedürfnis der Baltrum-Fähre ausgelöste Ausweichen etwas verlagert hat, verändert sich auch die Lage des Meßpunktes im Profil. Trotzdem haben die Messungen sehr brauchbare Werte ergeben, wie die Gegenüberstellung der gelösten und der „Sediwa“ gemessenen Frachten an Meßstelle III zeigt.

Tabelle 4. Gelöster und transportierter Schlick zuzüglich etwaiger Massenverschiebungen in der Außentiefstrecke infolge Erosion bzw. Ablagerung der 1. Räumversuchsreihe (12. bis 30. 5. 1986) und der 2. Versuchsreihe (11. bis 22. 8. 1986)

1. Versuchsreihe im Mai				
Räumschicht	Höhe h bez. auf NN (m)		Massen Stat. 400-1000 (t)	Massen Stat. 400-1470 (t)
obere	h >	-0,50	246	470
mittlere	-1,25 < h <	-0,50	328	570
untere	h <	-1,25	1261	1261
Summe:			1835	2300
davon aus: Räumbereich			1640	1640
davon aus: übrigem Außentief			195	660
2. Versuchsreihe im August				
obere	h >	-0,50	379	749
mittlere	-1,25 < h <	-0,50	1033	1513
untere	h <	-1,25	420	477
Summe:			1832	2739
davon aus: Räumbereich			1550	1550
davon aus: übrigem Außentief			282	1189

Tabelle 5. Sauerstoffgehalt und Temperaturverlauf beim Räumbooteinsatz vom 26. bis 29. 5. 1986

Räumphase Tag, Uhrzeit	Meßzeitpunkt, bezogen auf Räumphase	Sauerstoffgehalt	Wassertemperatur [°C]
26. 5. 1986 18.00-20.00 Uhr	vorher	117 % \triangleq 9,2 mg/l	18
	während am Ende	90 % \triangleq 7,3 mg/l	16 (Temp. d. Spülwassers)
	nach Räumphase	85 % \triangleq 6,9 mg/l	16
		Anstieg in 45 Min.	geringfügig abnehmend (Nachtabkühlung)
27. 5. 1986 6.48-8.25 Uhr	während nach Räumphase	70 % \rightarrow 65 % \rightarrow 80 %	Kurzzeitig ansteigend von 13,5 auf 15°, dann gleichbleibend
	vorher nach Räumbeginn	Anstieg auf	13
28. 5. 1986 8.02-10.48 Uhr	während nach Räumende	90 % \triangleq 7,8 mg/l	ansteigend auf 15
		70 % \triangleq 5,8 mg/l fallend	konstant 15
		85 % \triangleq 7,1 mg/l	15, 1/2 Std. nach Kenterung abfallend auf 13
		kurzzeitig abfallend auf 1,5 Std. ansteigend auf 30 Min. Abnahme um max. den ursprünglichen Wert	69 %, dann nach Stromkenterung in 100 % \triangleq 8,3 mg/l 14 %, danach Anstieg auf (80 %)
29. 5. 1986 8.20-10.08 Uhr	nach Räumbeginn		von 14,5 auf 16 steigend

5.7 Auswertung der Sauerstoff- und Temperaturmessungen

Die Sauerstoffmessungen an Meßstelle II während der Räumversuche zeigten, daß durch die hohe Schwebstoffanreicherung des Wassers nicht generell eine Sauerstoffzehrung stattfindet, sondern durch die Turbulenz des Spülstroms zeitweise auch eine Sauerstoffanreicherung (27. 5. 1986) bewirkt wird. Für die Räumbooteinsätze vom 26. 5. bis 29. 5. 1986 enthält Tab. 5 den Verlauf des Sauerstoffgehalts.

Beim Spülen mit und auch ohne Räumbooteinsatz wurde teils eine Sauerstoffzehrung, teils eine Sauerstoffanreicherung gemessen. Häufig fiel der Sauerstoffgehalt sofort nach Spülbeginn für ca. eine halbe Stunde ab, danach stieg er zum Teil über den Ausgangswert vor Spülbeginn wieder an. Zu Beginn des Spülens sind offenbar sehr feine Stoffe mit hohem Anteil organischen Materials von der Sohle aufgewirbelt worden. Die in Tab. 6 zusammengestellten Sauerstoffgehalte machen deutlich, daß von einer belastenden Sauerstoffzehrung nicht die Rede sein kann.

6. Bemessung der Spülanlage

Bevor eine Entwurfsbemessung durchgeführt werden kann, sind folgende Einflußgrößen zu bestimmen:

- Tidevolumen des Wateinzugsgebietes des Außentiefs
- Länge des Außentiefs bis zum tiefen Wattstrom (etwa bis zur Tiefenlinie NN - 3,0 m)
- Querschnitt des Außentiefs
- Fließgeschwindigkeit, Ebbstromgeschwindigkeit im Außentief
- Sedimentbewegungen und Korngrößen
- Steuerungsparameter des Spülsiels: Spülbeckenfläche, Füllwassermenge, Spülwassermenge, Spül- und Füllbeginn, Spül- und Füllzeiten
- Abmessungen des Spülsiels und Speicherbeckens wie lichte Weite des Spülsiels, Höhe des Aus- und Einlaßschützes, Sollhöhe des Siels

Bei dieser Bemessung wird davon ausgegangen, daß bei Normaltiden für intensiven Spülbetrieb eine Fließgeschwindigkeit - aus Watt- und Spülbeckenzufluß - von 0,6 m/s 2 Stunden lang überschritten werden soll. Bei kleinen Wateinzugsgebieten kann für die überschlägige Bemessung der Zufluß aus dem natürlichen Wateinzugsgebiet vernachlässigt werden.

Für einen einfachen Geschwindigkeitsnachweis in einem angestrebten Außentiefquerschnitt wird hier die Manning-Strickler-Formel angewandt. Der dabei einzusetzende Rauigkeitswert k ergab sich während des Spülbetriebs im Neßmersieler Außentief zwischen $k=40$ und $k=50$ für ein vom Schlick freigespültes Außentief. Dieses entspricht einer festen, regelmäßigen Sohle aus Sand mit etwas Ton.

Für die Berechnung empfiehlt sich,

- ein langes Außentief in Einzelabschnitten von etwa 500 m Länge zu unterteilen,
- den Wasserstand am seeseitigen Außentiefende (1. Berechnungsabschnitt) bei Spülbeginn nach der mittl. Tidekurve (z. B. 2,7 Stunden vor T_{nw}) anzusetzen (Abb. 7).

Durch folgende Iterationsrechnung errechnet sich über die Formel von Manning-Strickler ($v = Q/A = k \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$) das genaue Gefälle im 1. Berechnungsabschnitt und damit die Fließgeschwindigkeit:

Tabelle 6. Mittlerer Sauerstoffgehalt aus 82 Meßtagen vom Mai bis August 1986

Zeit	Mittl. Sauerstoffgehalt in mg/l*
vor Spülbeginn	7,1
während des Spülens	7,0 (Minimum) 8,3 (Maximum)
während Tnw	7,7
während des Flutstroms	6,8 (Minimum) 8,1 (Maximum)
während Thw	7,5

*) Bei der Berechnung des Sauerstoffgehalts ist ein Salzgehalt von 31 ‰ angesetzt worden.

	Darin sind:
$I = \frac{Q^2/A^2}{k^2 \times R^{4/3}}$	I Gefälle
$R = A/U \text{ (m)}$	Q Abfluß (m ³ /s) = Spülsieldurchfluß
$\Delta h = I \cdot dL \text{ (m)}$	A Querschnittsfläche (m ²)
$pl = p + \Delta h/2 \text{ (m PN)}$	k Rauigkeit (m ^{1/3} /s)
	R Hydraulischer Radius (m)
	Δh Höhendifferenz des Wasserspiegels im Berechnungsabschnitt (m)
	dL Länge des Berechnungsabschnitts (m)
	p Wasserstand am seeseitigen Ende des Berechnungsabschnitts (m PN)
	pl Mittlerer Wasserstand im Berechnungsabschnitt (m PN)

Aus dem mittleren Wasserstand pl ergeben sich die neuen Querschnittsparameter A und U. Damit wird erneut iteriert, bis sich Δh kaum noch ändert. Mit den dann endgültigen Parametern I, A und U errechnet sich die Fließgeschwindigkeit

$$v = k \cdot I^{1/2} \cdot (A/U)^{2/3} \text{ (m/s)}$$

in diesem Berechnungsabschnitt.

Mit dieser Iterationsrechnung wird unter den getroffenen Annahmen überschlägig nachgewiesen, daß im gesamten Außentief die geforderte Fließgeschwindigkeit eingehalten werden kann. Bei einem angenommenen Querschnitt von rd. 36 m² benetzter Fläche für den 1. Berechnungsabschnitt mit einem Wasserstand am seeseitigen Außentiefende von PN + 4,5 m ist zur Erzielung der angestrebten Geschwindigkeit von $v = 0,6 \text{ m/s}$ ein $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$ erforderlich.

Nach dem hierzu erforderlichen Durchfluß $Q \text{ (m}^3/\text{s)}$ ist das Spülsiel und Spülbecken zu dimensionieren. Bei einem Speichervolumen von ca. 200 000 m³ kann theoretisch 2,5 Stunden mit einem Durchfluß von 22 m³/s gespült werden. Tatsächlich ist der Durchfluß zu Spülbeginn höher. Er fällt nach 75 Minuten auf 22,0 m³/s, nach 90 Minuten auf 20,6 m³/s. Bei einem Speicherpeil von PN + 6,20 m und einem Absenkepeil von PN + 4,80 m hat die Berechnung eine Schützbreite von 9,4 m für die anderen Konstruktionsmerkmale und Tideverhältnisse wie in Neßmersiel ergeben (BfK, 1987). Dort ist auch der Nachweis erbracht, daß die Füllwassermenge durch das Spülsiel bei einem MThw = PN + 6,30 m in 4 Stunden eingelassen werden kann. Während beim Spülen das untere Schütz 0,70 bis 0,80 m gezogen wird, erfolgt die Füllung durch Überlauf ab etwa halber Tide über die Oberkante der nächsten Schütztafel mit PN + 4,8 m.

Zu bedenken ist, daß die Vernachlässigung des natürlichen Ebbstromes und das Ansetzen der erf. Spülströmung von 0,6 m/s zu diesen Abmessungen der Spülanlage geführt haben. Auch mit wesentlich kleineren Anlagen und Ausgangswerten lassen sich in der Regel bereits erhebliche Erfolge erzielen.

7. Empfehlungen für Außentiefunterhaltung unter Verwertung der Forschungsergebnisse aus den Naturversuchen in Neßmersiel

7.1 Wirksame Spülströmung

Die Untersuchungen haben ergeben, daß bei den Bodenverhältnissen im Neßmersieler Außentief mit mittl. Korndurchmesser (Sohle) von 0,06 bis 0,11 mm (Körnungskurve s. Abb. 25, 26) nennenswerte Erosion des abgelagerten Bodenmaterials einsetzt bei einer Fließgeschwindigkeit von $v_{krit} = 0,43$ m/s

Die Geschwindigkeit von

$v = 0,5$ m/s erzielt eine Schwebstofffracht	von 50 bis 200 mg/l
$v = 0,6$ m/s erzielt eine Schwebstofffracht	von 200 bis 600 mg/l
$v = 0,8$ m/s erzielt eine Schwebstofffracht	von 300 bis 900 mg/l

Die Fließgeschwindigkeit setzt sich aus der Spüsielausströmung und dem natürlichen Tide-wasserabfluß von den seitlichen Wattflächen zusammen.

Frische, weiche und ungefestigte Schlickablagerungen werden bereits von wesentlich geringerer Strömung aufgenommen. In Neßmersiel konnten hierfür als kritische Geschwindigkeit

$$v_{krit} \text{ (weicher Schlick) } = 0,2 \text{ m/s}$$

ermittelt werden. Dabei erzielt eine Geschwindigkeit von $v = 0,3$ m/s einen Schwebstoffgehalt von 100 bis 300 mg/l.

Steht kein spezielles Spülsiel zur Verfügung, so ist auf einen effektiven Einsatz des Ebbstromes bei Sielzug und ggf. des Schöpfwerksstromes – bei niedrigen Tidewasserständen – zur Unterstützung des Stromräumbootes zu achten.

7.2 Räumbooteinsatz

In Außentiefs ohne ausreichende Räumkraft der Ebbströmung werden vielfach Strom-räumboote zur Außentiefunterhaltung eingesetzt. Durch Räumbooteinsatz wird der Schwebstoffgehalt erheblich erhöht, so daß auch schon bei Fließgeschwindigkeiten von

$$v = 0,2 \text{ bis } 0,3 \text{ m/s}$$

ein Räumeffekt eintritt. Wirksamer sind Geschwindigkeiten von

0,4 bis	0,6 m/s mit Schwebstoffkonzentrationen von 600 bis 1400 mg/l
und	> 0,6 m/s mit Schwebstoffkonzentrationen von 700 bis 9000 mg/l.

Am 26. 5. 1986 passierten z. B. bei derartigem Räumbooteinsatz mit Fließgeschwindigkeiten bis etwa $v = 1,1$ m/s 300 t Material in 3,5 Std. seewärts die Meßstelle III (Abb. 32).

Der Räumbooteinsatz sollte dabei stets 1 Std. und bei längerem Außentief und geringeren Spülströmungen noch früher vor der Stromkenterung auf Flutstrom beendet werden, damit

das aufgewirbelte Material von der beginnenden Flut nicht wieder sielwärts verfrachtet wird, sondern sich – möglichst weit außerhalb des Außentiefs – zunächst absetzen kann.

In etlichen Außentiefs mit sehr ungünstigen Verhältnissen – z. B. in der Leybucht ohne Sielzug – treten kaum Strömungen auf, die eine nennenswerte Räumwirkung auslösen. Mit Hilfe von regelmäßigen Räumbooteinsätzen wird dabei vielfach versucht, den Verlandungsfortschritt einzudämmen.

Räumbooteinsatz ist bei ausreichend feinen, schlickigen Ablagerungen immer dann hilfreich, wenn mindestens Fließgeschwindigkeiten von 0,2 bis 0,3 m/s im Außentief durch Sielzug, Schöpfwerksbetrieb oder Spülung erzeugt werden. Zu bedenken ist, daß die Schwebstofffracht bei $v = 0,25$ m/s nur 900 m in einer Stunde zurücklegt. Bei langen Außentiefs sollte abschnittsweise geräumt werden. Dabei ist ein rechtzeitiges Beenden des Einsatzes vor Tnw wichtig, damit die Schlickaufwirbelung nicht als „Fütterung“ des Flutstroms fehlschlägt.

Auch das in Abhängigkeit von der Tide möglichst frühe Einlaufen der Fischkutter und ggf. Fahrgastschiffe während der Flut wirkt sich durch den damit einhergehenden landseits gerichteten Transport negativ aus.

Zur Erhöhung der Räumströmung empfiehlt es sich ggf., eine Spülanlage nach dem Muster „Neßmersiel“ anzulegen.

7.3 Spüldauer, Gegenstau

Nach den Erfahrungen von dem 1,5 km langen Neßmersieler Außentief sollte die Spüldauer je nach Außentiefslänge 2 bis 3 Stunden betragen, damit die Schwebstofffracht zum großen Teil bis außerhalb des Außentiefs transportiert wird. Ein Abfall der Fließgeschwindigkeit vor Einsetzen des Flutstroms verringert den Schwebstoffgehalt und damit den Materialtransport landwärts bei einsetzendem Flutstrom.

Bei Neßmersieler Verhältnissen und Schlickablagerungen ist ein Spülbetrieb wesentlich wirksamer als ein Gegenstaubetrieb, bei dem der Spülstrom später einsetzt und den einsetzenden Flutstrom noch wirksam bremst.

7.4 Spülbeckengestaltung

Das erforderliche Volumen oberhalb des Absenkepeils ergibt sich aus der zu erzielenden Räumstromgeschwindigkeit nach Abzug des Anteils aus den Abflüssen vom Wattgebiet, dem zu räumenden Außentiefquerschnitt und der Spüldauer. Die Erfahrungen mit Neßmersiel lehren:

- Das Spülbecken sollte jeweils möglichst hoch aufgefüllt werden, damit Druckgefälle und Ausfluß lange möglichst groß sind; ein Auffüllen bis etwa 10 cm unter dem jeweiligen Thw ist anzustreben.
- Weist das Spülbecken eine tiefe und eine flache Teilfläche auf, so sollte der flache Beckenteil bei normaler Füllung noch Wassertiefen von 0,8 bis 1,0 m erreichen, damit bei niedrigen Wasserständen, z. B. bei Nipptide oder Ostwind, die verfügbare Spülwassermenge nicht zu sehr abfällt.
- Die Füllung des Spülbeckens sollte nur in der zweiten Fluthälfte vorgenommen werden, da der Gehalt an mitgeführten Schwebstoffen dann geringer ist. Auch empfiehlt es sich, das Wasser über ein Überfallschütz oder -wehr einzulassen, damit das bodennahe Material nicht mit eintreibt.

- Ein tiefes Becken hat den Vorteil, daß es das trotzdem eintreibende und sich ablagernde Material für lange Zeit aufnehmen kann (in Neßmersiel für voraussichtlich 25 Jahre). Sollte es dann ausgebaggert werden müssen, so sind die Kosten im Vergleich zu ständigen Baggerkosten für das Außentief verschwindend gering aus folgenden Gründen: Nur ausnutzbarer Ablagerungsraum und keine gerätetmäßig bedingte Übertiefe wie bei Außentiefbaggerungen wird gebaggert; das Baggern wird nicht im schmalen Profil mit ständigen Strömungen durch Schiffspassagen durchgeführt; die günstigste Ausführungszeit kann dem Unternehmen überlassen werden; Baggerbetrieb und Spülleitungsbau sind wesentlich einfacher.
- Der flache Spülbeckenteil kann vorzüglich als Vogelrast- und Nahrungsgebiet, mit Insel sogar als Brutgebiet, gestaltet werden, da die Tideerscheinung in etwa antizyklisch zum Watt abläuft und das Wattengebiet daher günstig ergänzt.

7.5 Spülsielbemessung

Das Spülsiel ist so zu bemessen, daß die gewünschte wirksame Spülströmung erzeugt und auch die angestrebte möglichst hohe Füllung des Spülbeckens erreicht werden kann. Bewährt hat sich dabei ein Doppelschütz. Die untere Schütztafel wird gezogen für's Spülen. Eine Schützöffnung von 0,8 m, und bei größerer Auffüllhöhe von 0,70 m, hat sich in Neßmersiel im Hinblick auf Räumströmung und Räumdauer als Optimum erwiesen.

Beim Füllen des Spülbeckens wird die untere Schütztafel überströmt. Ihre Oberkante wird so gelegt, daß das Füllen während der zweiten Fluthälfte geschieht, da dann der Schwebstoffgehalt relativ gering ist. In einem unter 6. ausgeführten Beispiel werden die Einzelheiten der Spülsielbemessung angegeben.

Wenn der Speicherwasserstand während des Spülens soweit gesunken ist, daß infolge gering gewordenen Druckgefälles der Ausstrom nicht mehr räumwirksam ist, sollte das untere Schütz wieder geschlossen werden. Je höher der Speicherwasserstand am Spülende bleibt, desto höher läßt sich der Speicher dann wieder auffüllen.

7.6 Empfehlungen für die Neßmersieler Spülanlage

Gemäß Abschn. 7.4 und 7.5 läßt sich die Wirksamkeit der Spülanlage Neßmersiel ohne große bauliche Eingriffe noch verbessern durch eine größere Füllwassermenge mit einem höheren Spülbeckenwasserstand bei Spülbeginn und einer früheren Beendigung des Spülvorganges, um eine größere Restspeichermenge zu halten.

Eine größere Füllwassermenge kann ohne große bauliche Eingriffe durch eine niedrigere Einlaufschwelle erreicht werden. Da nach den Untersuchungen eine Schützöffnung von 80 cm zur Erzielung ausreichender Strömungsgeschwindigkeiten ausreicht, kann die Überfallkante des unteren Schützes auf PN + 4,80 m gesenkt werden. Diese niedrige Einlaufschwelle ermöglicht einen stärkeren Fülldurchfluß und somit auch einen höheren Spülbeckenwasserstand.

Da gegen Ende der Spülphase das ausströmende Spülwasser wegen der geringen Strömungsgeschwindigkeiten nur noch einen geringen Räumeffekt erzielt, empfiehlt es sich, das Spülen früher zu beenden. Legt man hierfür einen Absenkepeil im Spülbecken von PN + 4,80 m fest, läßt sich gemäß Berechnung des BfK (1987) bei normaler Tide mit einem auf PN + 6,30 m ansteigenden Thw ein Spülbeckenwasserstand von PN + 6,24 m erreichen. Das

Speichervolumen beträgt dann 152 000 m³, von denen bis zum Absenkpeil von PN + 4,80 m 125 000 m³ nutzbar sind. Die Schützöffnungsweite kann wegen der größeren Druckhöhe auf etwa 70 cm verringert werden.

Eine weitere Verbesserung ist für Zeiten mit niedrig auflaufenden Tiden anzustreben. Die Form des Spülbeckens mit der hochliegenden Teilfläche zwischen NN + 0,5 bis 0,8 m hat den Nachteil, daß nach niedrig auflaufenden Tiden nur eine geringe Spülwassermenge zur Räumung des Außentiefs in diesem Teil zur Verfügung steht. Wird beispielsweise bei Ostwindlagen nur ein Speicherpeil von NN + 0,6 m erreicht, so kann das Spülbecken nur 40 000 m³ Spülwasser abgeben. Zur Vergrößerung des Fassungsvermögens sollte daher die hochgelegene Randzone des Spülbeckens um 0,4 bis 0,5 m vertieft werden, wodurch in niedrig auflaufenden Tiden etwa 50 % mehr Spülwassermenge verfügbar wäre. Für Normaltiden könnte die Spülwassermenge dadurch auch um weitere 20 000 m³ vergrößert werden. Nachteile für den Naturschutz ergäben sich nicht, da diese Fläche nach jeder Spülung wie bisher weitgehend trockenfallen würde und weiterhin hinter einer flachen Bodenschwelle eine Flachwasserzone für die Watvögel als interessanter Rast- und Nahrungsbiotop erhalten bliebe.

8. Schriftenverzeichnis

- BAUAMT FÜR KÜSTENSCHUTZ NORDEN: Schlußbericht über das KFKI-Forschungsvorhaben „Tiefenstabilisierung von Außentiefs mit Naturuntersuchungen am Neßmersieler Außentief“. Norden, (unveröff.) 1987.
- BLANKENSTEIN, H., BRANDT, G. u. NIEMEYER, H. D.: Strommessungen im Bereich des Neßmersieler Außentiefs. Niedersächsisches Landesamt für Wasserwirtschaft – Forschungsstelle Küste –, Jahresbericht 1984.
- COLDEWEY, H. G.: Sielzugberechnung unter Berücksichtigung von Außentiefverlusten. Wasser und Boden, H. 10, 1979.
- DIEKMANN, R.: Geomorphologie, Stabilitäts- und Langzeitverhalten von Watteinzugsgebieten der Deutschen Bucht. Mitt. des Franzius-Instituts, H. 60, Hannover, 1985.
- DVWK: Regeln zur Wasserwirtschaft, 1984 – Schwebstoffmessungen. Gelbdruck.
- ERCHINGER, H. F.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Abschn. Küsteningenieurwesen. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 6. Aufl., 1982.
- ERCHINGER, H. F.: Außentiefräumung durch vollautomatisches Spülsiel in Neßmersiel – Spülbecken als Vogelrast- und -brutgebiet. Wasser und Boden, H. 8, 1984.
- 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.
- FÜHRBÖTER, A.: Über mikrobiologische Einflüsse auf den Erosionsbeginn bei Sandwatten. Wasser und Boden, H. 3, 1983.
- HOFER, H.: Die hydraulische Egge. HANSA – Schifffahrt – Schiffbau – Hafen – 112. Jahrgang – Nr. 9 u. 11, 1975.
- KÖSTER, R. u. RICKLEFS, K.: Rasterelektronenmikroskopische Untersuchung von Schwebstoffen aus dem Neßmersieler Außentief, 1987 enthalten in: BfK-Schlußbericht über das KFKI-Forschungsvorhaben „Tiefenstabilisierung von Außentiefs...“ Norden 1987 (s. o.)
- LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon, Verlagsbuchhandlung August Lax, Hildesheim, 1976.
- MANZENRIEDER, H.: Die biologische Verfestigung von Wattflächen aus der Sicht des Ingenieurs. Mitt. des Leichtweiß-Instituts, H. 77, Braunschweig, 1983.
- MEERESTECHNIK-ELEKTROTECHNIK GmbH: Steuergerät Sedimentmessungen. (unveröff.) 1983.
- MÜLLER, E. u. BINEK, H.: Strömungsänderungen durch fahrende Schiffe im Neßmersieler Außentief. Versuchsanstalt für Binnenschiffbau Duisburg (VBD). Die Küste, H. 44, 1986.
- Nds. WASSERWIRTSCHAFTSVERWALTUNG: Jahresbericht. Wasser und Boden, H. 7/8, 1958.
- NEWITT, D. M., RICHARDSON, J. F., ABBOTT, M. u. TURTLE, R. B.: Hydraulic Conveying of Solids in Horizontal Pipes, Part 2. Proc. Symp. Interaction between Fluids and Particles. Inst. Chem. Engrs., 1955.

- NORDDEUTSCHE SEEKABELWERKE AG.: „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“ – Meßkette Neßmersiel – (unveröff.) 1982.
- OHM, K.: Optische Messungen zur Bestimmung von Schwebstofftransporten. Die Küste, H. 42, 1985.
- RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics. Pergamon Press, Oxford a. O., 1976.
- RAUDKIVI, A. J.: Grundlagen des Sedimenttransportes. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1982.
- REINEMANN, L., SCHEMMER, H. u. TIPPNER, M.: Trübungsmessungen zur Bestimmung des Schwebstoffgehalts. Deutsche Gewässerkundl. Mitt. 26, H. 6, 1982.
- RENGER, E.: Zweidimensionale Stabilitätsanalysen von Tidebecken und Watteinzugsgebieten größerer Ausdehnung. Die Küste, H. 34, 1980.
- RENGER, E.: Dauermessungen des suspendierten Feststoffgehalts im Tidegebiet mit Hilfe von Durchlaufzentrifugen. Bericht 418, Intermaritec 82.
- RENGER, E. u. BEDNARCZYK, K.: Schiffahrtserzeugte Schwebstofftransporte und ihre Erforschung im Forschungsvorhaben „Natürliche Querschnitte von Außentiefs“. Die Küste, H. 44, 1986.
- RICKLEFS, K.: Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an schlickbildenden Schwebstoffen aus dem Neßmersieler Außentief. Die Küste, H. 47, 1988.
- RODLOFF, W.: Über Wattwasserläufe. Mitt. des Franzius-Instituts, H. 34, Hannover, 1970.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI 1979–1981. Die Küste, H. 37, 1982.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI 1981–1983. Die Küste, H. 40, 1984.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI 1983–1986. Die Küste, H. 44, 1986.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Windstauentwicklung im Küstengebiet der Deutschen Bucht. Wasser und Boden, H. 1, 1986.
- ZANKE, K.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1982.

Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an schlickbildenden Schwebstoffen aus dem Neßmersieler Außentief

Von KLAUS RICKLEFS

Zusammenfassung

Im Rahmen einer begleitenden Sonderuntersuchung innerhalb des KFKI Forschungsprojektes „Tiefenstabilisierung von Außentiefs (Räumbootuntersuchungen)“ sind die stofflichen Zusammensetzungen und die morphologischen Strukturen schlickbildender Schwebstoffe aus dem Neßmersieler Außentief (niedersächsisches Wattenmeer) exemplarisch mit dem Rasterelektronenmikroskop untersucht worden.

Das überwiegend feinkörnige suspendierte Material besteht aus komplex zusammengesetzten Agglomeraten anorganischer und organischer Ausgangskomponenten. Änderungen der Strömungsgeschwindigkeit und -richtung im Außentief wirken sich in erster Linie auf die Schwebstoffmenge aus. Die qualitative Zusammensetzung des suspendierten Materials bleibt recht einheitlich.

Summary

In a special investigation within the KFKI Research Project „Depth Stabilisation of Offshore Channels“ the substantial composition and the morphological structure of mud forming suspended matter from the Neßmersiel offshore channel (Lower Saxonian tidal flats) were investigated using the scanning electron microscope.

The mostly fine-grained suspended matter consists of complex composed agglomerates of mineral and organic components. Changes in current velocity and in current direction in the offshore channel mostly influence the concentration of suspended sediments. The qualitative composition of the suspended matter remains quite uniform.

Inhalt

1. Einleitung.	295
2. Material und Methoden	296
2.1 Probenentnahme.	296
2.2 Präparation.	296
3. Ergebnisse und Diskussion.	297
3.1 Stoffliche Zusammensetzung und morphologische Strukturen der Schwebstoffe	297
3.2 Auswirkungen unterschiedlicher Strömungszustände auf den Stoffbestand der Schwebstoffe.	302
4. Fazit.	304
5. Schriftenverzeichnis	304

1. Einleitung

Versandung und Verschlickung von Rinnen und Häfen sind an der deutschen Nordseeküste ein alltägliches Problem. Die Beseitigung dieser unerwünschten Ablagerungen zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt oder zur Sicherung der Vorflut erfordert meist erhebliche

finanzielle Aufwendungen. Aus diesem Grunde werden seit Jahrzehnten Untersuchungen zu diesem Themenkreis durchgeführt.

Im Rahmen des KFKI Forschungsvorhabens „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“ sind die räumende Wirkung von Spülungen und die Einsatzmöglichkeiten eines speziellen Räumbootes am Beispiel des Neßmersieler Außentiefs eingehend untersucht worden (ERCHINGER, COLDEWEY u. PROBST, 1986). Das Neßmersieler Außentief liegt an der niedersächsischen Wattenmeerküste etwa in der südlichen Verlängerung des Seegattes zwischen den Inseln Norderney und Baltrum. Über den Hafen wird der Fährverkehr nach Baltrum abgewickelt.

Für die Bewertung von Transportvorgängen ist das Wissen über die Materialzusammensetzung und Materialbeschaffenheit suspendierter Sedimente von besonderem Interesse. Aus diesem Grunde ist vom Bauamt für Küstenschutz, Norden, die Frage an die Arbeitsgruppe Küstengeologie des Geologischen Institutes der Universität Kiel gerichtet worden, wie sich schllickbildende Schwebstoffe zusammensetzen und welchen Veränderungen sie bei verschiedenen Strömungssituationen unterliegen. Im Zuge einer in Auftrag gegebenen Sonderuntersuchung sind im Herbst 1986 exemplarisch Proben im Neßmersieler Außentief entnommen worden. Diese wurden am Geologischen Institut unter Anwendung erprobter Methoden mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) untersucht.

Wir möchten an dieser Stelle dem Bauamt für Küstenschutz, Norden, für die geleistete Unterstützung und die ausgezeichnete Zusammenarbeit danken. Besonders bedanken möchten wir uns auch bei Herrn Dr. C. Samtleben und seinen Mitarbeitern vom Geologischen Institut, die die Arbeiten am Rasterelektronenmikroskop ermöglichten.

2. Material und Methoden

2.1 Probenentnahme

Im Neßmersieler Außentief wurden bei folgenden Strömungszuständen Schwebstoffproben entnommen:

1. unbeeinflusster Ebbstrom
2. durch Ablassen der Spülwassermenge gesteigerter Ebbstrom (Spülstrom)
3. unbeeinflusster Flutstrom
4. Spülstrom mit Räumbooteinsatz
5. Flutstrom nach Räumbooteinsatz bei vorangegangener Ebbe

Der Entnahmeort liegt 1000 m seewärts des Spülsiels. Dies entspricht ungefähr der halben Länge des Außentiefs. Die Entnahmetiefe beträgt etwa einen Meter unter Wasseroberfläche.

2.2 Präparation

Für die Untersuchung mit dem Rasterelektronenmikroskop werden die Festsubstanzen der Suspension mit Hilfe von NUCLEOPORE Polykarbonatfiltern (Porenweite 0.1 μm , Durchmesser 13 mm) aus 1 bis 2 ml gegebenenfalls verdünnter Ausgangsprobe abgeschieden.

Da die Präparate im Rasterelektronenmikroskop unter Hochvakuumbedingungen bearbeitet werden, muß das Probenmaterial, bevor es in das REM gelangt, vollständig getrocknet werden. Dabei ist an die Trocknungstechnik der Anspruch zu stellen, daß weder die Gefüge der Schwebstoffteilchen, noch die Strukturen empfindlicher biologischer Objekte zerstört werden. Aus diesem Grunde ist eine einfache Lufttrocknung aus der wäßrigen Phase heraus

ungeeignet. Die starken Kohäsionskräfte zwischen den Wasserteilchen führen zwar im Inneren der Flüssigkeit zu einem Kräftegleichgewicht, an den Grenzflächen zu den Feststoffen treten jedoch Kräfte in radialer Richtung (Ursache für Tropfenbildung) und in vertikaler Richtung auf (Ursache für Oberflächenspannung). Werden Teilchen aus der Suspension durch einfaches Verdampfen der Flüssigkeit entwässert, entfalten diese Kräfte ihre deformierenden Wirkungen, sobald die Partikel aus der Flüssigkeit herausragen. Die Folge sind verformte, geschrumpfte und kollabierte Artefakte.

Eine ausreichend schonende Methode zur Entwässerung der Untersuchungsprojekte stellt die Kritische-Punkt-Trocknung (KPT) dar. Bei diesem Verfahren wird die Eigenschaft der Stoffe ausgenutzt, daß oberhalb bestimmter, kritischer Druck- und Temperaturbedingungen die Phasengrenze flüssig-gasförmig nicht vorhanden ist. Dies bedeutet, daß die Dichten der Flüssigkeit und des Gases jenseits des kritischen Punktes gleich sind und Oberflächenkräfte nicht auftreten.

Da bei den extrem hohen kritischen Werten von Wasser ($T_{kr} = 374^\circ\text{C}$ und $P_{kr} = 217.7$ bar) die Objekte zerstört werden, ist hierbei die KPT nicht anwendbar. Das Primärmedium Wasser muß zunächst durch flüssiges Kohlendioxid (CO_2) ersetzt werden, welches mit $T_{kr} = 31^\circ\text{C}$ und $P_{kr} = 71.5$ bar hinsichtlich der Probenaufbereitung wesentlich günstigere kritische Werte besitzt. Da Wasser und flüssiges CO_2 jedoch nicht miteinander mischbar sind, muß der Weg über ein geeignetes Austauschmedium, in diesem Fall 2,2-Dimethoxypropan (DMP), gegangen werden. DMP setzt sich mit Wasser zu Methanol und Aceton um. Beide Verbindungen sind vollständig mit flüssigem CO_2 mischbar (MULLER u. JACKS, 1975). Wird nun das Stoffgemisch aus flüssigem CO_2 und Feststoffen in einer entsprechenden Druckkammer den kritischen Druck- und Temperaturbedingungen ausgesetzt und das gasförmige Kohlendioxid vorsichtig abgeführt, können selbst empfindlichste Schwebstoffteilchen ohne allzu große Schrumpf- und Verformungseffekte getrocknet werden.

Der genaue Ablauf der Präparationstechnik von der Filtration, über die Trocknung bis hin zur Beschichtung der Präparatoberfläche mit einer den Elektronenfluß leitenden Goldbeschichtung ist ausführlich bei RICKLEFS (1984) beschrieben.

3. Ergebnisse und Diskussion

3.1 Stoffliche Zusammensetzung und morphologische Strukturen der Schwebstoffe

Die im Neßmersieler Außentief suspendierten Sedimente setzen sich aus zwei großen Stoffgruppen zusammen (Abb. 1). Die erste Gruppe umfaßt Stoffe mineralischer Zusammensetzung. Ihre Zusammensetzung variiert mit der Korngröße. Partikel mit einem Durchmesser größer als etwa $5\ \mu\text{m}$ bestehen hauptsächlich aus Quarz, Glimmer, Feldspat und Karbonaten. Die feinkörnigeren Anteile setzen sich zum überwiegenden Teil aus Tonmineralen zusammen.

Neben mineralischen Stoffen befinden sich zahlreiche organogen-detritische Teilchen in Suspension. In diesem Zusammenhang sind besonders die auf vielen rasterelektronenmikroskopischen Aufnahmen so häufig zu erkennenden Reste von Kieselalgen zu erwähnen (Abb. 2). Die Schalen der Diatomeen bestehen aus Opal, der amorphen Form des Quarzes. Bruchstücke dieser Schalen sind leicht an ihren auffälligen Formen zu erkennen, die häufig Gittern oder Siebböden ähneln. Verglichen mit den Mündungsbereichen von Weser oder Eider ist ihr Anteil am suspendierten Sediment im Neßmersieler Außentief bemerkenswert

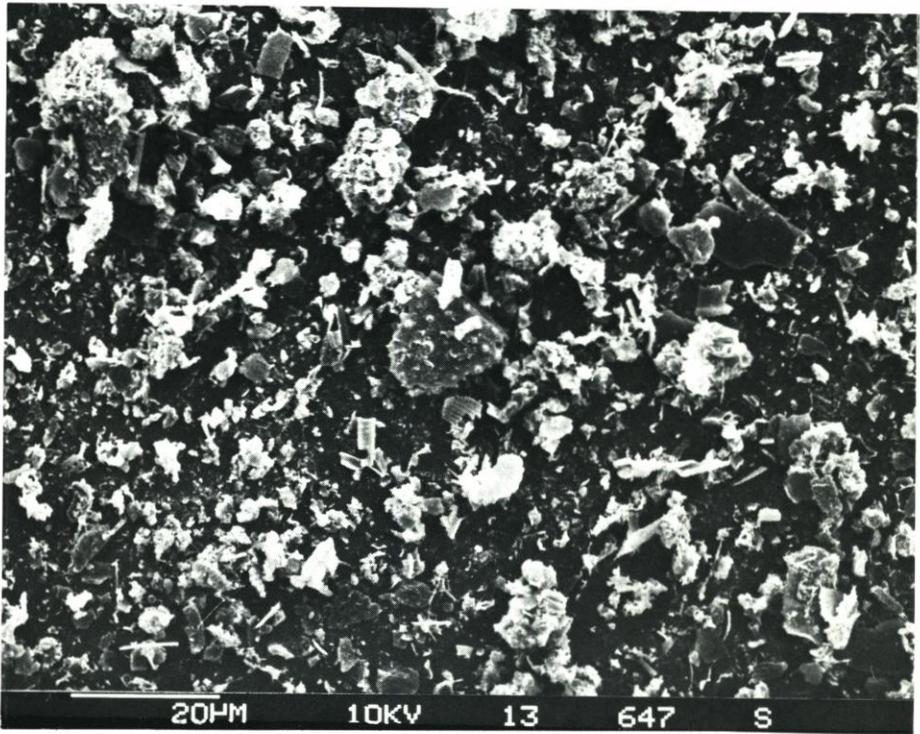


Abb. 1: Überblick über die Schwebstoffzusammensetzung einer Probe (Maßstab siehe Balken)

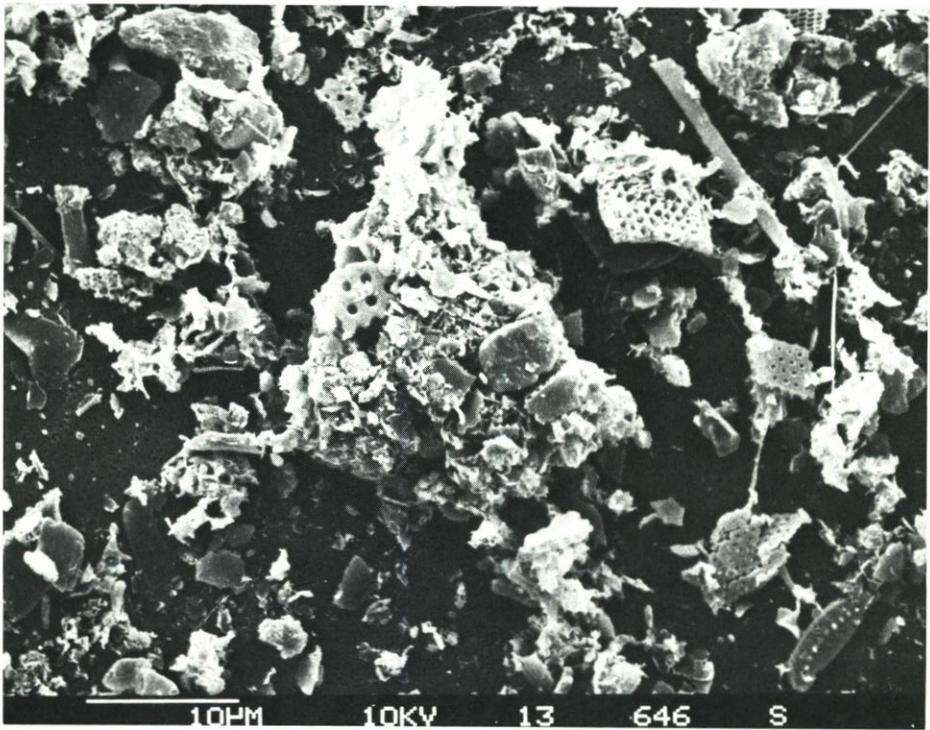


Abb. 2: Durch schleimige Fäden miteinander verklebte Reste von Diatomeen (Maßstab siehe Balken)

hoch. Neben den kieseligen Schalen der Diatomeen kommen gelegentlich auch sandschalige und kalkige Gehäuse von Foraminiferen und Coccolithospheriden vor.

Im Vergleich zu den auffälligen Fragmenten gehäusetragender Kleinstlebewesen sind andere organogene Materialien viel schwieriger zu entdecken. Neben einigen wenigen Algen mit Weichkörpern sind dies vor allem bakterielle Formen. Sie verbinden oder überziehen als fadenförmige Strukturen die meist komplex aus vielen Bausteinen zusammengesetzten Schwebstoffteilchen oder durchwirken diese in Form von gespinnartigen Gebilden (Abb. 3).

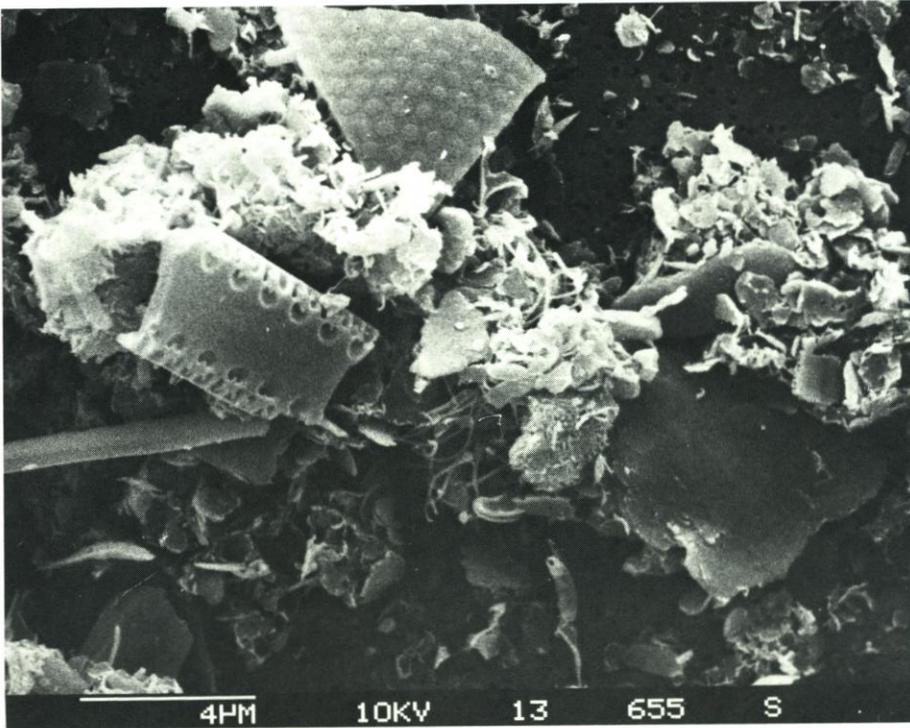


Abb. 3: Mikrobiologisch verfestigtes Agglomerat (Maßstab siehe Balken)

Da schleimige Fäden aber auch von einigen Diatomeenarten produziert werden, ist es sehr schwierig, diese Formen zweifelsfrei zuzuordnen. Für sedimentologische Fragestellungen ist allerdings auch von größerer Bedeutung, daß durch mikrobiologische Aktivität die Erosionsstabilität abgelagerter Sedimente erhöht werden kann (DE BOER, 1981; FÜHRBÖTER, 1983). Bei Schwebstoffen können die Mikroorganismen eine Zusammenballung oder Anlagerung von Teilchen erwirken, was zu Veränderungen der Sinkgeschwindigkeit (PAERL, 1975; LAL, 1977; GREISER, 1985) führen kann.

Einen wesentlichen Anteil am Stoffbestand der litoralen Schwebstoffe nehmen die von Muscheln, Würmern und Krebstieren produzierten Kotpillen ein (ZABAWA, 1978). Kotpillen sind auf den Fotos leicht an ihrer scharf begrenzten, runden oder ovalen Form zu erkennen. Das innere Gefüge ist dicht, da die unverdaulichen mineralischen und organischen Reste durch die Darmtätigkeit kompaktiert werden. Die äußeren Teilchen verlaufen mehr oder minder parallel zur Oberfläche und bilden zusammen mit der schleimigen Kotpillenmembran, die bei frischen Faeces noch gut zu erkennen ist, die glatte Oberfläche der Kotpillen (Abb. 4).

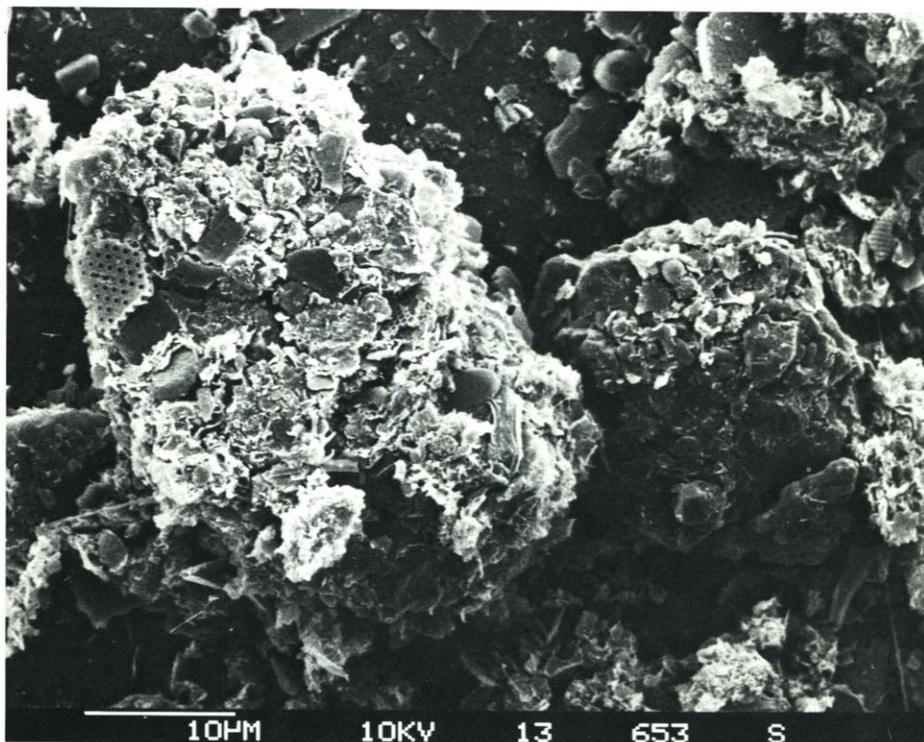


Abb. 4: Frische Kotpillen (Maßstab siehe Balken)

Ihre effektive Sinkgeschwindigkeit ist – bedingt durch den kompakten Aufbau – um ein Vielfaches höher, als die der feinen Partikel, aus denen sie aufgebaut sind (Abb. 5). Aus diesem Grund nimmt diese Form der Biodeposite eine zentrale Rolle bei der Schlickbildung in offenen Wattgebieten ein (GAST, KÖSTER u. RUNTE, 1984; GROSSMANN et al., 1981; DITTMANN, 1984).

Neben Teilchenzusammenballungen, deren Entstehung auf die Tätigkeit von Lebewesen zurückzuführen ist, kommen aber auch andere Agglomerationsformen vor. Diese meist als Tonflocken bezeichneten Gebilde entstehen durch die Wechselwirkung von Teilchen mit elektrisch unterschiedlich geladenen Oberflächen. Die unter dem Sammelbegriff „Elektrochemische Flockung“ zusammengefaßten Bildungsmechanismen (WHITEHOUSE, JEFFREY u. DEBBRECHT, 1960; VAN OLPHEN, 1963) führen zu Agglomeraten, die sich durch eine relativ lockere Struktur auszeichnen (Abb. 6). Durch derartige Vorgänge schließen sich nicht allein einzelne Mineralkörner zu größeren Einheiten zusammen, sondern auch kleinere Zusammenballungen unterschiedlichster Genese werden zu größeren Komplexen vereinigt. Generell ist festzustellen, daß feinkörnige ($> 10 \mu\text{m}$) Materialien unter den brackischen oder marinen Bedingungen in den Wattgebieten selten als einzelne Körner in Bewegung sind, sondern meist an mehr oder weniger komplex zusammengesetzte Agglomerate gebunden sind.

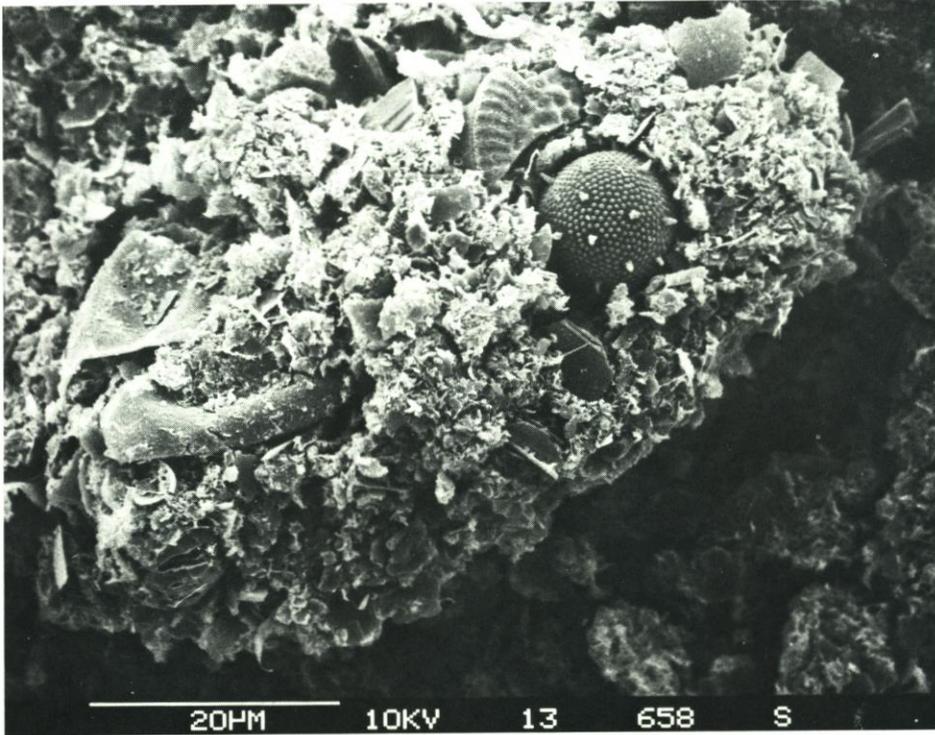


Abb. 5: Kotpille mit zahlreichen organischen Resten (Maßstab siehe Balken)

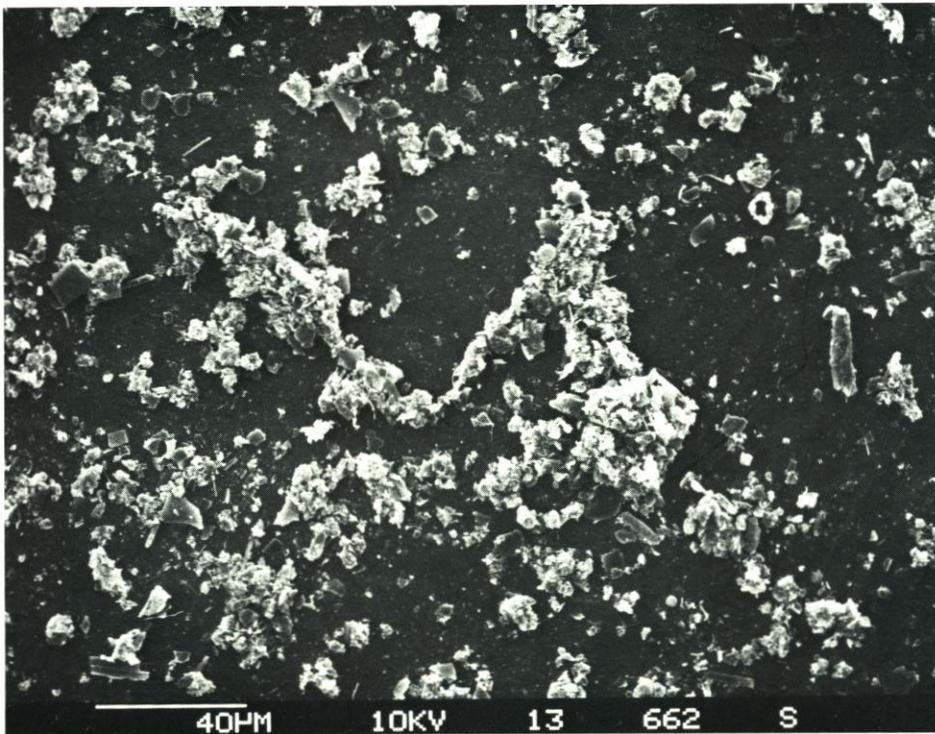


Abb. 6: Große Schwebstoffflocke (Maßstab siehe Balken)

3.2 Auswirkungen unterschiedlicher Strömungszustände auf den Stoffbestand der Schwebstoffe

Während des natürlichen, unbeeinflussten Ebbstromes sind im Neßmersieler Außentief meist kleine, locker aus mineralischen und organischen Komponenten aufgebaute Agglomerate in Schwebelage. Daneben kommen gelegentlich solitäre Schichtsilikate im Korngrößenbereich des Feinsilts vor. Bei den größten Schwebstoffteilchen handelt es sich um Kotpillen unterschiedlichen Zerfallsgrades. Alle weisen einen hohen Anteil an Resten von Diatomeenschalen auf.

Bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten, wie sie während des Spülstromes im Außentief erreicht werden, nimmt der Anteil an größeren und vor allem aber kompakter aufgebauten Agglomeraten zu. Die maximale Länge der suspendierten Kotpillen ist mit etwa 50 µm ebenfalls größer als während des unbeeinflussten Ebbstromes. Insgesamt verändert sich aber die Materialzusammensetzung nicht grundlegend, obwohl – wie die Zunahme der Schwebstoffkonzentration zeigt – durch die Erhöhung der Abflußgeschwindigkeit eine Resuspendierung von abgelagerten Sedimenten erfolgt. Als einzige, qualitative Anzeiger dieser Erosion von Sohlmaterial können allenfalls die recht häufig vorkommenden, stark mit Sediment verschmutzten Diatomeen angesehen werden, die den Eindruck erwecken, als seien sie längere Zeit im Boden eingebettet gewesen.

Der überwiegende Anteil der mit der Flut das Außentief aufwärts transportierten Schwebstoffe besteht aus locker aufgebauten, mineralischen Agglomeraten. Die stoffliche Zusammensetzung unterscheidet sich aber prägnant von der Zusammensetzung der mit der Ebbe transportierten Schwebstoffe durch den ungleich höheren Anteil organischer Komponenten. Die Flutstromprobe weist eine Vielzahl von meist hartschaligen Organismen, besonders planktischen Diatomeen auf. Zahlreiche Agglomerate sind zudem von fadenförmigen oder gespinstartigen Gebilden durchzogen, die als Reste schleimiger, teilweise bakterieller Ausscheidungsformen zu deuten sind. Wie mit Hilfe der Energie-Dispersions-Analyse von Röntgenstrahlen (EDAX) nachgewiesen werden konnte, bestehen einige dieser Agglomerate ausschließlich aus organischer Weichsubstanz. Vergleichbare Zusammenballungen waren in den Ebbstromproben nicht zu finden. Bemerkenswert ist weiterhin der hohe Anteil einzelner, nicht an Flocken gebundener, feinsiltiger Mineralkörner. Kotpillen sind dagegen relativ selten und zumeist auch recht klein.

Durch den Einsatz des Räumbootes gelangen große Mengen Sediment in Suspension. Bedingt durch die hohe Ausgangskonzentration und den großen Anteil an gröberkörnigen Komponenten entzieht sich ein derartiges Material bisher einer befriedigenden Präparation für das REM. Die Bearbeitung der unter Wasserbedeckung belassenen Schwebstoffe mit Hilfe lichtmikroskopischer Methoden zeigt aber, daß neben Partikeln, wie sie in den bereits beschriebenen Proben vorkommen, auch eine Vielzahl von bis zu einigen 100 µm großen Teilchen in Bewegung sind. Die überwiegend aus zahlreichen einzelnen, mit dem Lichtmikroskop nicht näher bestimmbaren Teilchen aufgebauten Partikel weisen zumeist einen hohen Anteil an Siltkörnern auf. Es ist wahrscheinlich, daß es sich hierbei um kleine Klümpchen erodierten Schlickes handelt (Abb. 7, 8). Dieses Material wird mit dem Spülstrom seewärts transportiert. Wie die Zusammensetzung der Schwebstofffracht der auf den Räumbooteinsatz folgenden Flut vermuten läßt, wird zwar ein Teil der besonders feinkörnigen Schwebstoffe wieder in das Außentief hineingetragen, die erodierten, gröberen Schlickklümpchen tragen aber wohl nicht erneut zur Verschlickung des Hafens bei.

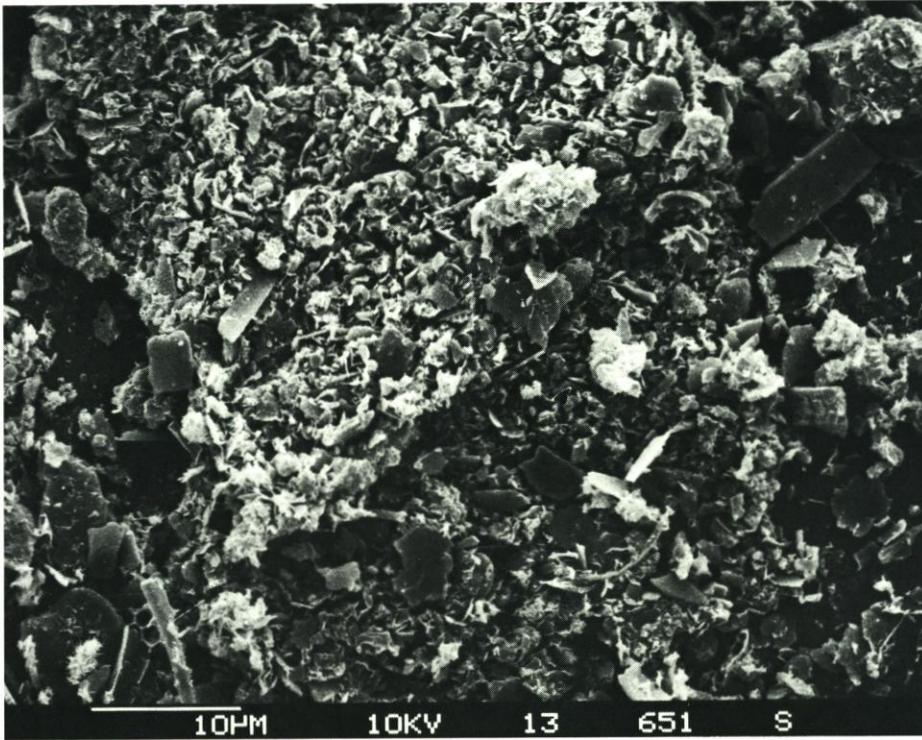


Abb. 7: Erodiertes Schlickklümpchen (Maßstab siehe Balken)

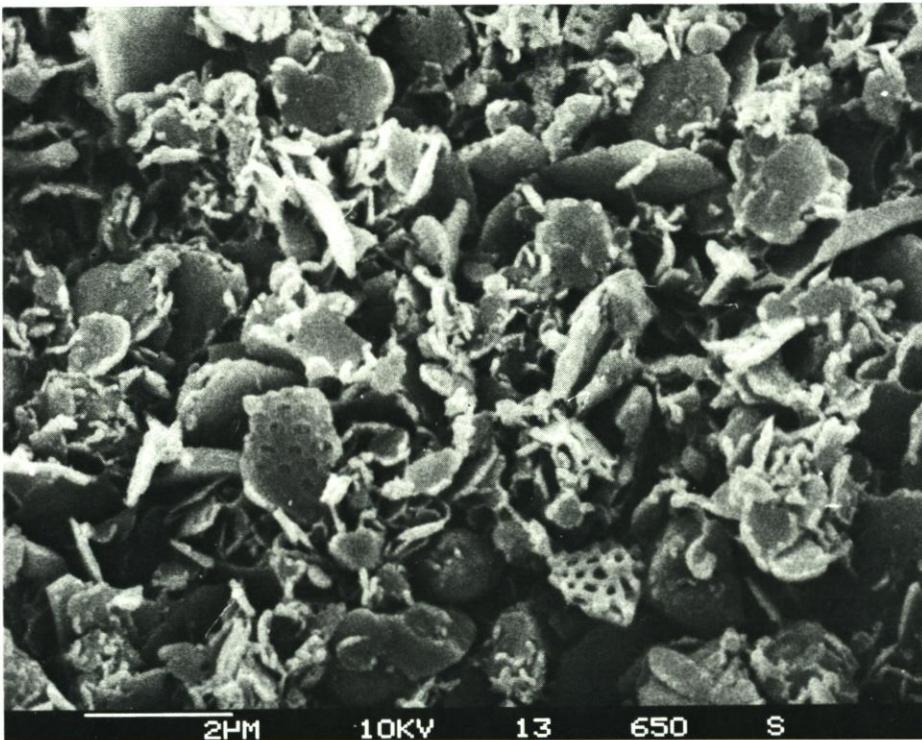


Abb. 8.: Detailaufnahme des Mikrogefüges (Kartenhausgefüge) (Maßstab siehe Balken)

4. Fazit

Mit Hilfe des Rasterelektronenmikroskopes konnte ein Einblick in Zusammensetzung und Aufbau der im Neßmersieler Außentief suspendierten, schlickbildenden Schwebstoffe gewonnen werden.

Es hat sich dabei gezeigt, daß die überwiegende Menge der Schwebstoffe nicht aus isolierten Einzelkörnern, sondern aus komplex zusammengesetzten Agglomeraten anorganischer und organischer Ausgangskomponenten zusammengesetzt sind. Die Beschaffenheit der während verschiedener Strömungszustände im Außentief suspendierten Materialien ist meist recht ähnlich und nur durch wenige Eigenarten, z. B. einen erhöhten Gehalt an organischen Komponenten, voneinander zu unterscheiden.

5. Schriftenverzeichnis

- DE BOER, P. L.: Mechanical effects of micro-organisms on intertidal bedform migration. *Sedimentology* 28, 1981.
- DITTMANN, S.: Die Bedeutung der Biodeposite für die Benthosgemeinschaft der Wattsedimente. Unter besonderer Berücksichtigung der Miesmuschel *Mytilus edulis* L. Universität Göttingen, unveröff. Dissertation, 1987.
- ERCHINGER, H. F., COLDEWEY, H. G. u. PROBST, K.: Außentiefräumung und ihre Erforschung im Forschungsvorhaben „Tiefenstabilisierung von Außentiefs“. *Die Küste*, H. 44, 1986.
- FÜHRBÖTER, A.: Über mikrobiologische Einflüsse auf den Erosionsbeginn bei Sandwatten. *Wasser und Boden*, H. 3, 1983.
- GAST, R., KÖSTER, R. u. RUNTE, K. H.: Die Wattsedimente in der nördlichen und mittleren Meldorfer Bucht. Untersuchungen zu Fragen der Sedimentverteilung und der Schlicks sedimentation. *Die Küste*, H. 40, 1984.
- GREISER, N.: Die Bedeutung biologischer Faktoren für die Schwebstoffbildung in der Elbe – Untersuchungsmethoden und erste Ergebnisse. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- GROSSMANN, M., MEIN, B., SPYCHALLA, H. u. THIEL, H.: Einwirkungen von Organismen auf den Schlick. Abschlußbericht im „Schlickprojekt“ des KFKI. Hamburg, 1981.
- LAL, D.: The oceanic microcosm of particles. *Science* 198, 1977.
- MULLER, L. L. u. JACKS, T. J.: Rapid chemical dehydration of samples for electron microscopic examinations. *J. Histochem. Cytochem.* 23, 1975.
- VAN OLPHEN, H.: An introduction to clay colloid chemistry. New York – London, 1963.
- PAERL, H. W.: Microbial attachment to particles in marine and freshwater ecosystems. *Microbial Ecology* 2, 1975.
- RICKLEFS, K.: Geologisch-sedimentologische Untersuchungen an feinkörnigen Sedimenten aus dem Weser-Ästuar. – Teil II: Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an Schwebstoffen aus dem Trübungsmaximum des Weser-Ästuars. Universität Kiel, unveröff. Diplomarbeit, 1984.
- WHITEHOUSE, U. G., JEFFREY, L. M. u. DEBBRECHT, J. D.: Differential settling tendencies of clay minerals in saline waters. *Clays and clay minerals. Proceeding of the seventh National conference on clays and clay minerals*, Washington, 1960.
- ZABAWA, C.: Microstructure of agglomerated suspended sediments in northern Chesapeake Bay Estuary. *Science* 202, 1978.

Luftbildkartierung von Schwimmerbahnen – Eine Methode zur iterativen Aufnahme von flächenhaften Strömungsverteilungen und ihr Vergleich zur punktuellen In-situ-Meßwertgewinnung

Von H.-J. DAMMSCHNEIDER

Zusammenfassung

Vergleichende Bewertungen von Geschwindigkeitsaufzeichnungen aus punktuellen In-situ-Einzelströmungsmessungen (Bergen-Strommesser) und zeitgleich/nahezu ortsidentisch-passierend aufgezeichneten Schwimmerbahnen, die aus einer iterativen positionsgenauen Luftbildkartierung gezogen wurden, zeigen häufiger größere Abweichungen voneinander. Die Begründung dafür liegt sowohl in sehr kleinräumigen naturbedingten Geschwindigkeitsscheerungen bzw. -längsprofilunterschieden, als auch in der systemimmanenten Art der Datengewinnung. In-situ-Meßgeräte, hier jene des Typs „Aanderaa-RCM4“, zeichnen primär Strömungsbedingungen und deren zeitliche Änderung an einem definierten Ort auf, verrechnen jedoch (physikalisch korrekt) den turbulenten Einfluß von Walzenstrukturen zu „mittleren“ Geschwindigkeiten. Demgegenüber ist für Schwimmermessungen in ästuarinen Flachwasserbereichen typisch, daß offensichtlich die innerhalb des Wasserkörpers in unterschiedlicher Intensität und räumlicher Verteilung vorhandenen turbulenten Pulse bzw. Walzen die Eigenbewegung der Treibkörper beschleunigen können. Dadurch weisen Schwimmer in Relation zu punktuellen Geschwindigkeitsaufzeichnungen höhere Transporttempi auf und charakterisieren damit deutlicher als die „mittleren“ Geschwindigkeiten der Punktmessgeräte die tatsächliche, flächenhaft stark wechselnde morphodynamische „Belastung“ des Meßgebietes.

Für die Anwendung im coastal engineering bedeuten diese Erkenntnisse, daß für Zeitreihenuntersuchungen der Strömungs- und Durchflußbedingungen eines wiederholt zu messenden Punktes Einzelmeßgeräte nach wie vor die beste Methode darstellen. Für raumbezogene „Belastungs“-Analysen, speziell Betrachtungen von Materialumlagerungen, ist nach Ansicht des Verfassers jedoch die begleitende ortsgenaue Aufzeichnung von Schwimmerbahnen und deren Fortschrittsgeschwindigkeit notwendig. Letzteres kann mit sehr gutem Erfolg durch eine großräumige, in schneller zeitlicher Folge (iterativ) angesetzte Luftbildkartierung geschehen. Bedingung ist der Einsatz einer größeren Anzahl von Schwimmern bzw. Schwimmergruppen, die zeitlich gestaffelt eingesetzt werden. Die Treibkörper dürfen dabei trotz großer Oberfläche allerdings keine Windangriffsfläche bieten. Die in vorliegender Untersuchung eingesetzten „DÜBER“-Schwimmer erfüllen diesen Anspruch bei geringen Baukosten in sehr guter Weise.

Summary

Large differences were often found between currents measured with individual current meters (Bergen current meter) and simultaneous almost spatially identical drogue measurements which were evaluated using iterative, precise position aerial mapping. The differences lie both in small scale naturally occurring shear flow and longitudinal profiles as well as in systematic effects associated with the data collection. In situ instruments, here "Aanderaa-RCM4", measure primarily current conditions and their temporal changes at a specific location. Turbulent fluctuations are dampened in the "mean velocity" (which is physically correct). On the other hand drogues, especially in shallow water reaches of estuaries, can apparently be accelerated by turbulent pulses or eddies. For this reason drogues show higher transport rates in relation to point measurements and indicate the highly variable morpho-dynamic characteristics of the measurement area.

For this reason point measurements remain the best method for determining the time dependent velocities at a given location. In the author's opinion, parallel drogue surveys are

necessary for spacial analysis, especially for questions on material redistribution. This can be efficiently accomplished by using large scale iterative aerial photography and subsequent mapping. A prerequisite is the use of a large number of drogues and drogue groups in a time staggered manner. The submerged portion can have a large area but the area affected by wind must be small. The "DÜBER Drogue" used in this study satisfies these criteria well while keeping the construction cost low.

Inhalt

1. Einleitung	306
2. Untersuchungsgebiet – die Unterelbe	309
3. Luftbildkartierung von Schwimmbahnen	309
3.1 Grundlagen	309
3.2 Ablauf der Befliegung	315
3.3 Ergebnisse	316
3.3.1 Lokale Strömungsfelder	316
3.3.2 Räumliche Strömungsbelastung	321
4. Punktueller Strömungsmessungen	326
4.1 Grundlagen	326
4.2 Ergebnisse am Beispiel „Krautsander Watt“	328
5. Raumbewertung nach Meßdatenvergleich – systembedingte Widersprüche?	329
5.1 Flächenhafte und punktueller Strömung	329
5.2 Turbulenz und Massenbewegung	331
6. Fazit	333
7. Schriftenverzeichnis	334

1. Einleitung

Die Erfassung des Sandtransportes, eine zentrale Aufgabe angewandter Küstenforschung, gibt dem damit betrauten „coastal engineering“ traditionsgemäß die größten Probleme auf. Denn in Verbindung mit der Gebietsgröße sind die in einem weitflächigen Ästuar oder dem Küstenvorfeld herrschenden dreidimensionalen Bewegungsvorgänge der turbulenten Strömung außerordentlich unübersichtlich. Darüber hinaus handelt es sich bei allen Massenbewegungen des Küstenraumes in jedem Fall um unmittelbare alternierende Umlagerungen des Wasserkörpers, deren Quantität, Richtung und Geschwindigkeit auch noch innerhalb der jeweils herrschenden Tidephase wechselnd bzw. instationär ist.

In Anwendung auf den Materialtransport kann das Vorhandensein von Sedimentumlagerungen am augenfälligsten über den meist sehr raschen Eintritt von unerwünschten Mindertiefen im Bereich von Schifffahrtsrinnen wahrgenommen werden. Inhaltlich-naturbezogen bedeutet dies, daß von Tide zu Tide in lokal unterschiedlicher Verteilung große Feststoffmengen unkontrolliert umgesetzt werden. Der Hinweis auf Materialeintrieb in Fahrrinnen impliziert, daß zur Erhaltung der für die Schifffahrt erforderlichen Solltiefen beispielsweise allein im Bereich der Unter- und Außenelbe Jahr für Jahr mit großem logistischen Aufwand rd. 10 Mill. m³ Sedimente aus der Fahrrinne gebaggert werden müssen – finanziert durch öffentliche Mittel.

Die sich sofort anschließende Frage nach Möglichkeiten zur Minimierung der kostenintensiven Baggerungen geht in erster Linie an den gewässerkundlichen Meßdienst. Letzterer steht in der Verpflichtung, einen wissenschaftlich einwandfreien und gleichzeitig praktikablen (= küstenedäquaten) Ansatz zur Erforschung und Klärung der im Hintergrund stehenden großräumigen dynamischen Vorgänge aufzuzeigen.

Zur Zeit beharrt die verfügbare ästuarine Meßtechnik methodisch jedoch noch überwie-

gend auf ortsfester, punktueller Datenaufnahme. Ein besonderes Beispiel dafür liefert die im Mittelpunkt jeder Küsten- und Materialbewegungsforschung stehende Strömungskartierung. Praktisch keine Untersuchung über Einfluß und Folgen wasserbaulicher Unternehmungen im Tidegebiet kommt ohne das Mittel der gezielten, ortsvorgewählten In-situ-Strömungsmessung aus. Dabei ist es allerdings recht problematisch, aus den punktuell gewonnenen Daten stationärer Meßeinrichtungen auf das Verhalten eines flächenhaften instationären Vorgangs zu schließen, sprich: der alternierenden An- und Überströmung einer definierten Gebietseinheit und der damit verbundenen Materialumlagerung „im Wechselschritt“.

In diesem Sinne scheint es dringende Notwendigkeit, eine die Festpunktmethode ergänzende Strömungsaufnahme einzuführen, die bei flächenhafter dynamischer Datenerhebung gebietsbezogene Sohlenbelastungs- und Umlagerungshinweise liefert. Der Blick fällt dabei auf die Kartierung von Schwimmerbahnen, unter der Bedingung, daß diese Vorgehensweise

- a) nicht mit Einzelschwimmern, sondern Gruppen von Treibkörpern
- b) nicht eng begrenzt, sondern über einen größeren Raum in flächendeckender Manier
- c) im gesamten Gebiet zeitgleich in kurzen Zeitschritten (iterativ) über eine volle Tide bzw. Halb tide

durchgeführt wird. Nach Kenntnis des Verfassers wurde jedoch bisher dieses potentielle Arbeitsmittel in der vorstehend geforderten Form nicht angewendet, obwohl Schwimmermessungen in der Küstenforschung grundsätzlich seit langer Zeit üblich sind*. Der Grund liegt darin, daß es nicht möglich war, außer einer qualitativen Wegaufnahme von Schwimmern auch die Geschwindigkeiten mehrerer Treibkörper simultan über Zeit und Raum kontinuierlich und lageexakt zu kartieren. Das aber ist im Tide- und Küstengebiet unabdingbare Voraussetzung einer schlüssigen Analyse raumdynamischer Prozessabläufe.

Daraus ableitend wurde bei vorliegender Untersuchung folgende Zielvorgabe formuliert: Es sollen zur Stützung der in einem morphologischen Problemgebiet anstehenden dynamischen Bewertungen die Methoden

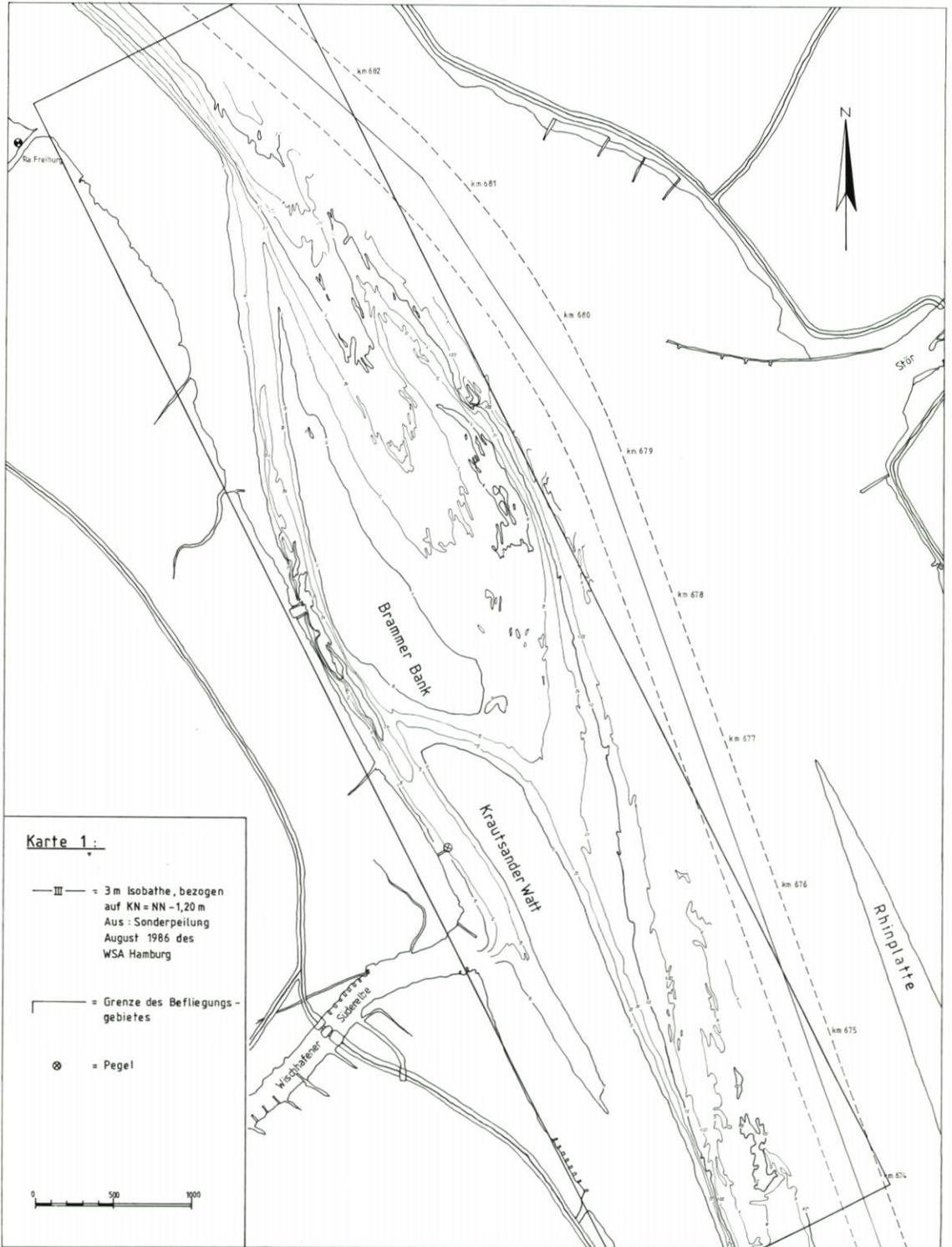
- konventionelle punktuelle Strömungsmessung

und

- flächenhafte Schwimmerkartierung durch periodische Luftbildaufnahme in schneller zeitlicher Folge

parallel eingesetzt und verglichen werden. Dabei gilt es, für eine größere Anzahl von auf dem Wasser freibeweglichen Treibkörpern ein geeignetes Luftbildkartierverfahren technisch vorzubereiten und zu erproben. Gleichzeitig ist eine Überprüfung der Raumaussagesicherheit und der Qualität beider Methoden in gemeinsamer Kopplung vorzunehmen. Angestrebt wird, problemorientiert-praktische Fragestellungen zum Verhalten eines konkreten Untersuchungsgebietes zu klären und dabei parallel, quasi „nebenbei“ einen methodischen Vergleich zwischen einer wie oben geforderten flächenhaften Meßstrategie (Schwimmer) und einer punktuellen Datenaufnahme (Einzel-Strömungsmeißgerät) herzustellen. Beide Methoden werden im Ergebnis bewertet und mit vorhandenen Informationen (quantitativer und qualitativer Art) korreliert.

* Die Namensliste herausragender und i. S. vorliegender Veröffentlichung thematisch verwandt arbeitender Küstenforscher reicht von B. SCHULZ (1925), der bereits 1916 auf große Distanzen und in kleinen Zeitschritten Oberflächenschwimmer einmessen ließ, über W. HENSEN (1941), der in der Elbe umfangreiche Strömungskartierungen mit Treibkörpern durchführte, bis u. a. zu CHRISTIANSEN und RADTKE (1985), die in jüngster Zeit Schwimmermessungen im Hamburger Hafenbereich (Walzenströmungen) ansetzten.



2. Untersuchungsgebiet – die Unterelbe

Das Untersuchungsgebiet, an welchem die angewandte Überprüfung der Flächenwirksamkeit zweier sehr unterschiedlicher Strömungsmessmethoden stattfindet, liegt im Streckenbereich der Unterelbe, km 674 bis 682 (siehe Karte 1). Charakterisiert ist es zum einen durch die ca. vier Kilometer lange Zunge des Krautsander Watts, deren Wurzelzone sich bei km 673 befindet, und durch das nach unterstrom offene „Hufeisen“ der Brammerbank (km 677 – km 681). Strommittig der Hauptelbe, und damit die o. a. Sände seitlich passierend, verläuft die 13,5 m KN tiefe Fahrrinne „Cuxhaven“ – „Hamburg“.

Das Gebiet ist damit sowohl gekennzeichnet durch einen weitestgehend unbeeinflussten Naturraum (= die Sände der Brammerbank und des Krautsander Watts), als auch durch einen von Baggerungen betroffenen Seeverkehrsweg (= Fahrrinne der Unterelbe). Probleme ergeben sich in dieser Zone des Elbeästuars dadurch, daß die Watten und Sände frei von menschlichen Eingriffen (naturbelassen) bleiben sollen, zum anderen jedoch die Morphodynamik dieser Flachwasserareale die benachbarte Fahrrinne negativ berührt: Nach vielen Indizien gilt der Bereich Brammerbank/Krautsander Watt als eine der „Quellen“ für Materialeintrieb in das Hauptelbe-Fahrwasser.

3. Luftbildkartierung von Schwimmbahnen

3.1 Grundlagen

Zur Erhaltung eines auch in Zukunft störungsfreien und leichten Schiffsverkehrs wurde also als „Vorsorgeuntersuchung“ eine schlüssige Bewertung des Naturkomplexes Brammerbank – Krautsander Watt und seines potentiell zu erwartenden Verhaltens gefordert. Wie erwähnt, spielt dabei eine große Rolle, daß das Untersuchungsgebiet in enger Nachbarschaft zu einem vom Verfasser bereits mehrfach beschriebenen Fahrrinnen-Mindertiefenbereich steht – der Baggerstelle „Rhinplatte“ (DAMMSCHNEIDER, 1986). Natürliche Materialumlagerungen in Verbindung mit bestimmten bevorzugten Transportbahnen lassen Vermutungen über die Kopplung zwischen dem hier untersuchten Gebiet der Brammerbank/des Krautsander Watts und der Baggerzone aufkommen. Gerade die räumliche Komponente ist deshalb bei der Wahl der Meßmethoden von größter Bedeutung in dieser Naturuntersuchung. Denn wie bereits angeführt, besteht auch hier das Problem der Küstenforschung in einer flächenhaften Beurteilung des Gesamtraumes.

Als Vorläufer dieser Untersuchung versuchten deshalb bereits BEHRENS und VAGTS (1985) im ersten Ansatz mittels Schwimmermessungen Aussagen zu potentiellen großräumigen Transportwegen im Untersuchungsgebiet zu finden. Aufgrund des zwar sehr guten, jedoch zahlenmäßig auf max. 6 Schwimmer beschränkten Verfahrens konnte noch keine Zeit-Raum-Deckung erreicht werden.

Ein von der Bundesanstalt für Wasserbau entwickeltes Schwimmermeßverfahren (COURTARD und JURISCH, 1986) weist die gleiche Schwäche auf, da bei dem verwendeten Ortungstachygraphen (AGA Geodimeter) nur ein Schwimmkörper über eine beschränkte Strecke (Sichtweite!) verfolgt werden kann. Die On-Line-Verbindung des Vermessungsgerätes mit einem Computer (HP 86B) erlaubt dann zwar die unmittelbare Umsetzung der Daten in eine kartographische Darstellung inkl. Geschwindigkeitsausdruck, jedoch ist dies Verfahren aus Praktikabilitätsgründen für einen Großraum wie Brammerbank/Krautsander Watt mit alternierenden Strömungsrichtungen nicht geeignet.

Aus diesem Grund mußte ein neues Verfahren gesucht werden, da auch die Möglichkeit der flächenhaften Schwimmererfassung mittels Radarbeobachtung für den in Sände und Untiefen gegliederten Untersuchungsraum keine ausreichende Lagegenauigkeit hätte erreichen lassen.

Gewählt wurde deshalb ein (hierfür) neues Arbeitsmittel, nämlich die Kartierung von Schwimmerpositionen vom Flugzeug aus (Luftbildkartierung). Durch eine iterative Befliegung des Raumes in Zeitintervallen von 5–10 Minuten sollten damit im Normalfall relativ leicht Treibbahnen konstruiert werden können.

Basis der Untersuchungsstrategie war also,

- a) die Voraussetzungen für eine kontinuierliche Überfliegung des Gebietes über eine volle Tide in Verbindung mit einer lagegenauen Objektbestimmung im Raum (auf dem Wasser) zu schaffen

und

- b) Schwimmer zu bauen, die ohne Windangriffsfläche luftbildkartierbar sind.

Beide Vorgaben waren zuvor in der geforderten Form noch nicht angegangen worden, so daß einige Grundlagen technischer Natur zunächst voruntersucht und erprobt werden mußten. Der Verfasser wurde bei dieser Arbeit unterstützt von Prof. Dr. F. Voss, der an der TU Berlin (Inst. f. Geographie) Vorüberlegungen zur Luftbildkartierbarkeit schwimmender Objekte anstellte und letztlich auch den Flugeinsatz selbst vornahm. Die gesamte Planung und Logistik, die In-situ-Messungen sowie die Datenauswertung wurden vom Verfasser und seinen Mitarbeitern des Wasser- und Schiffsamtes Hamburg durchgeführt.

Zu dem besonderen Zweck einer Luftbildkartierung mußten zunächst neuartige Schwimmkörper entwickelt werden, was innerhalb relativ kurzer Zeit in Form der sogenannten DÜBER-Schwimmer gelang (benannt nach ihrem Konstrukteur, siehe Abb. 1). Diese



Abb. 1: Luftbildkartierbarer DÜBER-Schwimmer im Tidestrom. Obwohl leicht von Wellen überspült, ist die Schwimmer-Nr. „34“ gut lesbar – auch im Luftbild

besitzen den Vorteil, trotz besonders großer horizontaler Abmessung (Luftbildauflösung) als Körper keine Windangriffsfläche zu bieten.

Die Schwimmkörper der gewünschten Art sollten so konstruiert sein, daß sie mit einfachen Hilfsmitteln schnell und ohne Mühe in größerer Anzahl gebaut werden können. Dazu wurde aus handelsüblichen PVC-Rohren (Durchmesser 7 cm, Steckverbindungen) ein Achteck mit einem Durchmesser von 2,5 m fabriziert. In der Mitte ist eine aus Aluminium bestehende verwindungsarme Metallplatte eingesetzt, die mit Schellen an der Rohrkonstruktion befestigt wird und die Gesamtstabilität herstellt. Im Zentrum befindet sich, in der Tiefe variabel einstellbar, ein konventionelles Treibkreuz bzw. vier Anströmbleche mit einer Anströmfläche von 2000 cm². Als Luftbildreflektor dient die auf der Oberseite aufgesetzte Aluminiumplatte, welche in ihrer Mitte bzw. in Verlängerung der Treibkreuzbefestigung einen Sichtstab zur optischen Verfolgung trägt. Die Grundfarbe der Reflektorplatte der Schwimmer ist gelb und besitzt aufgrund der Farbtemperatur im Luftbild eine hohe optische Auflösung (panchromatischer Infrarot-Luftbildfilm). Die Schwimmer besitzen auf der Oberseite in schwarz abgesetzt formatfüllende Kennziffern. Diese Ziffern sind im Luftbild lesbar und gestatten bei Auswertung der Luftbilder die fortlaufende Kartierung der Positionen jedes einzelnen (individuellen) Schwimmers. Das Gesamtgewicht einer Schwimmereinheit beträgt rd. 12 kg. Dadurch können die Schwimmer ohne Schwierigkeiten auch von kleinen Booten ausgesetzt bzw. eingefangen werden. Nicht nur bei ungünstigen Einsatzgebieten, d. h. nur schwer zu erreichenden Gebieten mit schlechter Verkehrsanbindung, erfolgt ihr Transport in zerlegtem Zustand – das Zusammensetzen bzw. die Demontage ist ohne größere Hilfsmittel möglich.

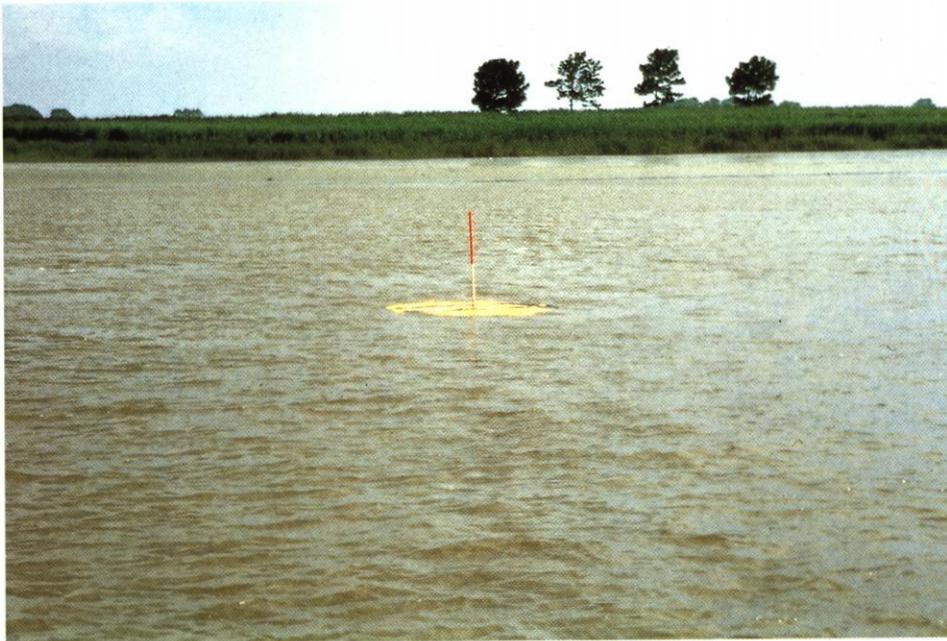


Abb. 2: Ein Schwimmer im Bereich der landseitigen Umströmung der Brammerbank. Deutlich erkennbar die absolute Planlage des Treibkörpers, der die Wasseroberfläche so gut wie gar nicht überragt und deshalb keinerlei Luftwiderstand bzw. Windangriffsfläche bietet



Abb. 3: Auf dem Weg zum Einsatzort erfolgt der „Massen“-Transport von zerlegten Schwimmern in einer Schute



Abb. 4: Transport eines nach dem Einsatz zerlegten Schwimmers (demoniertes Treibkreuz, herausgenommener Sichtstab)



Abb. 5: Begleitende Positionsbestimmung eines Schwimmers vom Schiff aus (Einzelmessung)

Die Schwimmer sind damit von ihrer Konstruktion her außerordentlich preiswert und schnell zu bauen. Aufgrund der Einfachheit wäre ihr Einsatz in Verbindung mit einer Luftbildkartierung besonders auch für die Erkundung in logistisch unzureichend strukturierten außereuropäischen Ländern geeignet.

Grundsätzlich wurden beim Elb-Einsatz parallel zur Luftbildkartierung die Schwimmer stichprobenartig von Begleitschiffen aus eingemessen. Dabei handelte es sich mehr um eine Verkehrssicherungsmaßnahme mit begleitender Einzelpositionsbestimmung. Denn es war von vornherein klar, daß die Anzahl der Meßwiederholungen und die Lagegenauigkeit des auf den Schiffen installierten Mini-Range-Ortungssystem nicht die gleichen Kartierergebnisse bringen kann, wie sie die gewählte Luftbildmessung aufweist.

Um Luftbildauswertungen von Schwimmerpositionen durchführen zu können, muß für eine Entzerrungsmöglichkeit der Senkrechtaufnahmen gesorgt werden. Dazu wurden im Untersuchungsgebiet mehrere Paßpunkte eingemessen, die landseitig mit einer Bodenfolie (3 m Durchmesser) sowie im Wasser durch einen Pfahl mit Topscheibe markiert wurden (siehe Abb. 6).

Die Schwimmer bzw. Schwimmergruppen wurden, versehen mit einer Anströmblech-Tiefeneinstellung von 60 cm, nach jeweiligem Tidekenterpunkt fortlaufend in einem zuvor festgelegten Zeitrythmus profilmäßig ausgesetzt. Die Karte 2 gibt dazu das Beispiel der Schwimmergruppe 4 vom 5. 8. 1986 (Flutstrom).

Der Startbefehl für das Flugzeug (Hamburg-Fuhlsbüttel) kam 30 Minuten vor Einsetzen der jeweils ersten Schwimmergruppe des Tages von Bord des Aussetzschiffes, da nur hier vor



Abb. 6: Die Entzerrung der Luftbilder und die Kartierung der Schwimmer war durch die im Arbeitsgebiet mehrfach gesetzten Markierungspunkte möglich. Der weißlackierte Top des Festpunktes besitzt einen Durchmesser von 2 m



Abb. 7 und 8: Schwimmer beim Einsetzen in das Wasser



Abb. 8

Ort der tatsächliche Kenterpunkt der Strömung genau bestimmt werden konnte. Die ersten drei Schwimmergruppen wurden an beiden Untersuchungstagen in einem zeitlichen Abstand von 30 Minuten ausgesetzt, wobei die unmittelbar nach Kenterpunkt herrschende Strömung mit ihrem besonders turbulenten Verhalten interessant erschien. Die Anzahl der Schwimmer je Gruppe betrug mindestens fünf Stück.

3.2 Ablauf der Befliegung

Als Untersuchungstage wurden gemäß Tidekalender der 5. 8. 1986 (Flutstrombefliegung) und der 12. 8. 1986 (Ebbstrombefliegung) ausgewählt. Eine Trennung von Flut- und Ebbstromkartierung war notwendig, da vom Tageslicht her eine volle Tide wohl zu erfassen gewesen wäre, jedoch das Luftbildkartierflugzeug trotz Zusatztanks nur rd. 6 Std. in der Luft bleiben konnte. Eine Zwischenlandung zum Auftanken hätte mit etwa 1 Stunde Unterbrechung für die Kartierung von Schwimmerbahnen eine zu lange Meßpause bedeutet.

Die erste Gruppe von Schwimmkörpern wurde je Befliegungstag genau zum Kenterpunkt der Tide vom Meßschiff „Twielenfleth“ in einem Profil bei Elb-km 682 (Flutstrom, siehe Karte 2) bzw. km 674 (Ebbstrom) abgesetzt. Ihre Bahnen wie auch die der folgenden sechs Schwimmergruppen wurden nun vom Flugzeug aus „kartiert“.

Die Flughöhe betrug am 5. 8. 1986 im Mittel 1000 m und am 12. 8. 1986 rd. 1350 m über Grund. Die Flugstrecke verlief mit einer Länge von rd. 9 km in einem Längsprofil vom Ausbringepunkt der Schwimmer stromab bzw. stromauf, die gesamte Breite des Gebietes der Brammerbank (1900 m) abdeckend. Die Frequenz der Überflüge betrug im Mittel weniger als 10 Minuten. Die Flugbahn und Luftbildbreite zeigen die Karten 1 und 2. Aufgrund der an den Meßtagen sehr guten Witterung mit hohen Wolken, geringer Lufttrübe und schwachem Wind

wurden klare und gut lesbare Luftbilder produziert. Die Auflösung der Schwimmer inkl. der Leitziffer (!) war trotz ihrer Kleinheit von 2,5 m Durchmesser in allen Luftbildern gut möglich. Die Wiederholungsfrequenz der Überflüge von i.M. < 10 Minuten bedeutet in ihrem Rhythmus, daß zur Ermittlung der Schwimmergeschwindigkeiten eine direkte Beziehung zu den parallel gemessenen punktuellen Strömungsgeschwindigkeiten hergestellt werden kann. Letztere wurden (hier) im 5-Minuten-Intervall als Mittelwert auf Datenträger (Bergen-Strommesser „Aanderaa RCM 4“) abgelegt.

3.3 Ergebnisse

3.3.1 Lokale Strömungsfelder

Insgesamt wurden während der Flutstrombefliegung (5. 8. 86) sieben Schwimmergruppen und während der Ebbstrombefliegung (12. 8. 86) acht Gruppen in Bewegung gebracht. Alle Schwimmergruppen wurden in einem rechtwinkelig zur Stromachse orientierten Ausgangsprofil in das Wasser eingesetzt. Die Abb. 9 gibt für Flut- und Ebbstrommessung die Anfangszeiten, bezogen auf die Tidekurve, wieder. In Abb. 10 wird am Beispiel der Messung vom 5. 8. 1986 auch die insgesamt meßtechnisch erfaßte Zeit sichtbar, während derer die Flutstromschwimmer das Gebiet passieren. Man erkennt, daß mit dem Einsetzen unmittelbar nach dem jeweiligen Kenterpunkt praktisch je Meßtag eine Halbtide durch Schwimmerbewegungen abgedeckt ist.

Da eine vollständige Kommentierung aller insgesamt ausgewerteten Schwimmerbahnen (mehr als 50 an der Zahl!) und ihrer lokalen Geschwindigkeiten allein aus Gründen des zu großen Umfangs an Daten an dieser Stelle nicht möglich ist, sollen nachfolgend nur die (typischen) Bahnbeschreibungen und -interpretationen einer einzigen Schwimmergruppe gegeben werden. Es handelt sich dabei um die Flutstrom-Schwimmergruppe Nr. 4, deren Bahnverläufe die Karte 2 in einer Übersicht darstellt.

Diese für die Luftbildkartierung stellvertretend vorgestellte Gruppe „4“ (Nr. 41 bis Nr. 45) wurde am 5. 8. 1986 innerhalb von 10 Minuten ab 12.38 Uhr komplett ausgesetzt. Das heißt, diese Gruppe wurde neben drei bereits „in Marsch“ befindlichen Schwimmergruppen (mit zu diesem Zeitpunkt schon 15 Treibkörpern) rd. 2 Stunden nach Kenterpunkt am Eingangsprofil bei km 682 erstmals parallel zu den o. a. Schwimmern luftbildkartiert. Es ist der gleiche Zeitpunkt, zu dem die Schwimmer der ersten Flutstromgruppe bereits oberhalb der Wischhafener Süderelbe das Krautsander Watt in Richtung Hauptelbe passieren (zeitliche Verteilung siehe Abb. 10).

Die landnah des niedersächsischen Ufers abgesetzten Schwimmer dieser Gruppe, Nr. 41 und Nr. 42, wandern (wie auch ihre entsprechenden Gruppenvorläufer Nr. 11–12 bis 31–32) in Richtung binnenseitiger Umströmung der Brammerbank. Sie tun dies jedoch deutlich weniger stark dem Westufer anliegend als alle vorhergehenden Flutstromschwimmer. Es fällt auf, daß der westlichste Schwimmer Nr. 41 dabei eine sehr viel geringere Geschwindigkeit hat als sein etwas strommittiger treibender Begleiter: Während um 13.40 Uhr, also rd. 60 Minuten nach Aussetzen, der Schwimmer Nr. 41 erst an der unterstromigen Spitze des binnenseitigen Flügels der Brammerbank steht, befindet sich Schwimmer Nr. 42 bereits 1000 m weiter stromauf im Beginn der sogenannten „Engstelle“ (Doppelbuhnen km 678,5) der binnenseitigen Umströmung der Brammerbank. Schwimmer Nr. 41 reduziert bis zur Engstelle seine Geschwindigkeit von rd. 0,8 m/sec auf 0,5 m/sec, während Nr. 42 von 1,3 m/sec auf rd. 0,6 m/sec herunterfährt. Interessant ist damit, daß diese Schwimmer genau wie alle zuvor diesen

Befliegung Brammerbank/Krautsander Watt Tidekurven vom 5.8. und 12.8.1986, Zeitpunkte der Schwimmer-Aussetzung

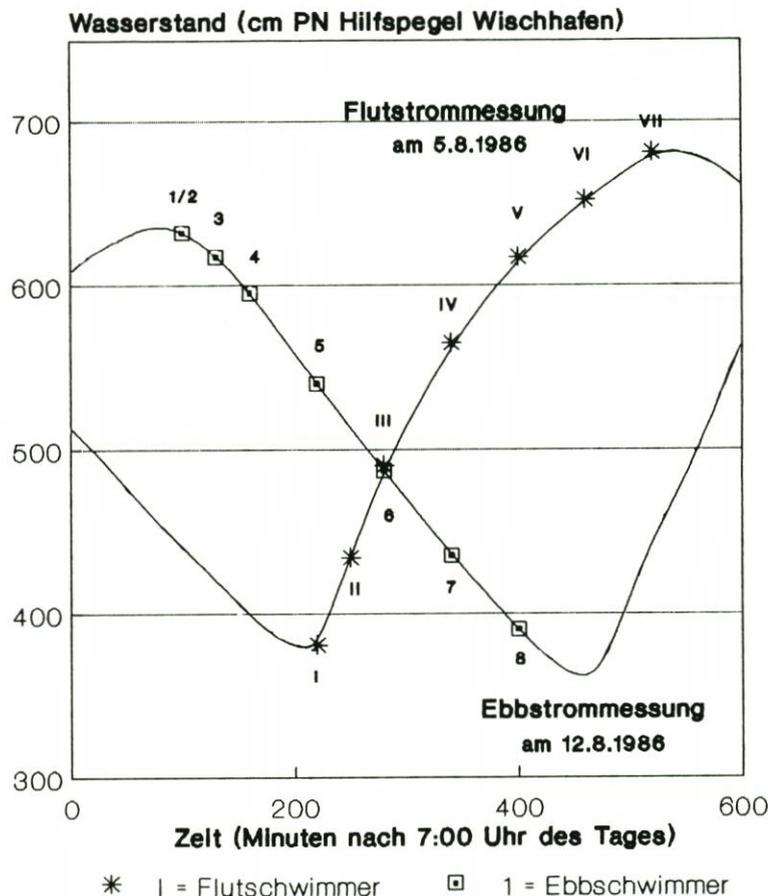


Abb. 9: Zeitpunkte der Schwimmer-Aussetzung, bezogen auf die jeweiligen Tidekurven vom 5. 8. und 12. 8. 1986

Weg nehmenden Treibkörper (Nr. 11–12 bis 31–32) in der Zone des unterstromigen Beginns der westlichen Umströmung der Brammerbank „gebremst“ werden, um anschließend dann wieder in der stromauf folgenden Engstelle zu beschleunigen. Dort werden dann erstmals die höchsten Geschwindigkeiten vom Schwimmer Nr. 41, dem landnah wandernden, erreicht, während Schwimmer Nr. 42 nun etwas langsamer voranschreitet.

In einer zusammenfassenden Bewertung der Schwimmerdynamik kann festgestellt werden, daß nach der ersten Halbphase des Flutstroms im Bereich der Binneneinströmung zur Brammerbank die zuvor (Schwimmergruppen 1–3) sehr starke Rechtsablenkung nachläßt und die Hauptstromkomponente tendenziell nun etwas zum Zentrum der Brammerbank hin verschoben wird. Erst ab der eigentlichen westlichen Umströmung der Brammerbank („Engstelle“) unterliegt der Hauptstrom wieder extrem dem Rechtstrend. Dadurch wird der Schwimmer Nr. 41 auch wie kein anderer landnaher Schwimmer weit stromauf geführt und

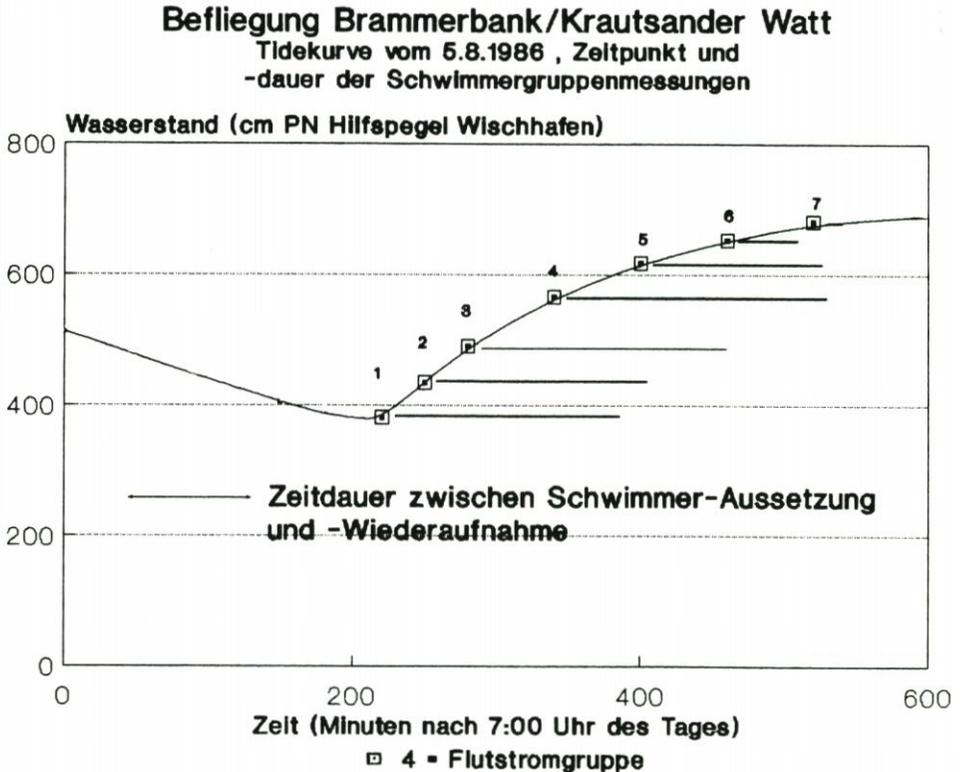
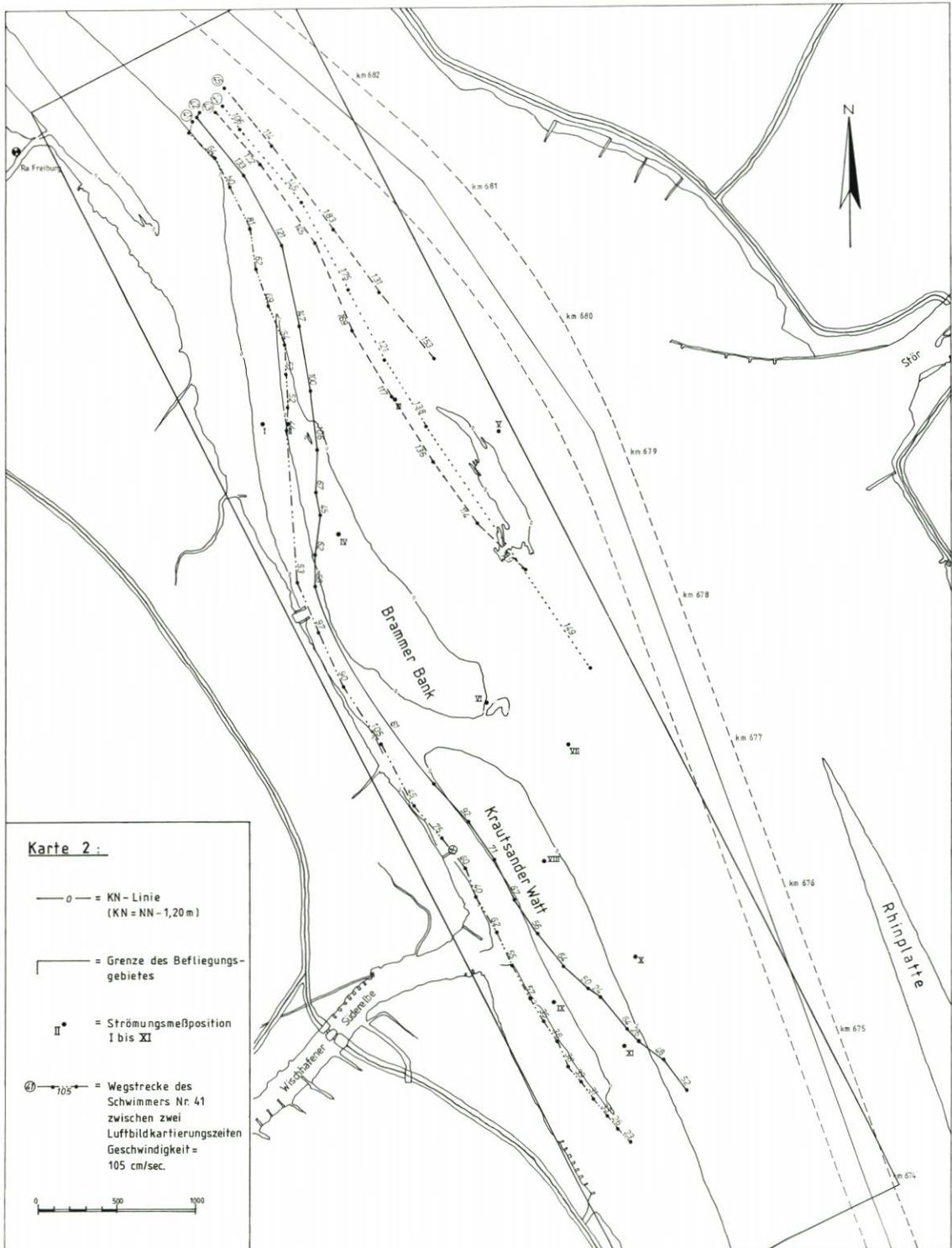


Abb. 10: Am 5. 8. 1986 durch Schwimmerkartierung erfaßte Flutstrom-Tideperiode

neigt erst an der Wurzelzone des Krautsander Watts zu einer Rückkehr in Richtung Hauptelbe.

Von morphodynamisch prägender Bedeutung ist, daß nach der sogenannten „Engstelle“ der westlichen Umströmung der Brammerbank die Geschwindigkeiten beider Schwimmer (Nr. 41 und Nr. 42) zunehmen – um dann erneut, und zwar genau im Bereich der Zungenspitze des Krautsander Watts, auf ein relatives Geschwindigkeitsminimum von 0,45 m/sec (Nr. 41) zu reduzieren! Nach einer daran anschließenden kräftigen, aber kurzzeitigen Beschleunigung (von 0,45 m/sec auf 0,75 m/sec) folgt wiederum eine Geschwindigkeitsabnahme. Diese ist etwa ab Hilfspegel Wischhafen zu beobachten und reduziert das Schwimmertempo sukzessive zurück bis auf nur noch rd. 0,3 m/sec. Um 16.26 Uhr wird der Schwimmer Nr. 41 letztmalig luftbildkartiert (Ende der Befliegung). Er überschreitet anschließend noch die Wurzelzone des Krautsander Watts, und zwar genau dort, wo nach der Wasserlinienkartierung (siehe Karte 3) eine Art Rinne in Richtung Hauptelbe führt und auch ein kleines „Delta“ Materialtransport in diese Richtung andeutet. Die Wasserlinienkartierung ist im übrigen ein Nebenprodukt der Schwimmerbefliegung und ergänzt optimal das morphologische Bild in den Wattbereichen oberhalb KN.

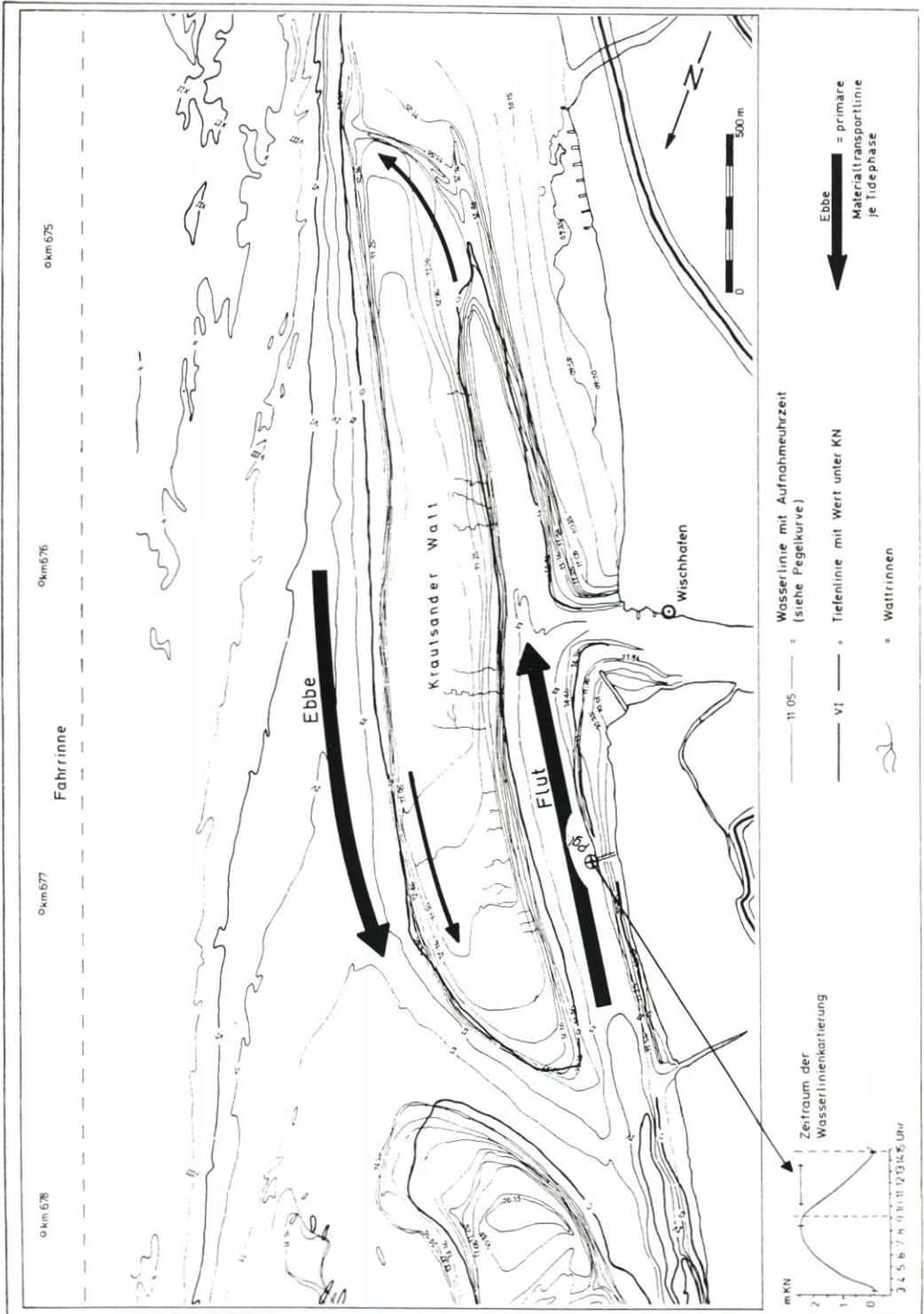
Schwimmer Nr. 42 überquert das Krautsander Watt oberhalb der Einmündung der Wischhafener Süderelbe. Die Geschwindigkeiten zu dieser Tidephase (4¼ Std. nach Kenterpunkt) liegen im betroffenen Abschnitt des Krautsander Watts immer noch über 0,5 m/sec. Sie werden erst im Bereich des Wattrückens auf bis zu 0,24 m/sec reduziert – um nach Überschreitung des Wattrückens im Strom der Hauptelbe erneut zu beschleunigen.



Karte 2 :

- 0 — = KN - Linie
(KN = NN - 1,20 m)
- = Grenze des Befliegungsgebietes
- II • = Strömungsmeßposition I bis XI
- ⑩ → 105 = Wegstrecke des Schwimmers Nr. 41 zwischen zwei Luftbildkartierungszeiten
Geschwindigkeit = 105 cm/sec.





Karte 3: Wasserlinien- und Tiefenkartierung im Bereich des Krautsander Watts (Nach Befliegung vom 12. 8. 1986 und Peilungen vom 29. 7. bis 21. 8. 1986)

Für den Sedimenttransport bedeutet dies, daß während der Tidephase zwischen 2½ und 4 Stunden nach Kenterpunkt, mit sehr hohen Geschwindigkeiten im Bereich der Brammerbank, aller Wahrscheinlichkeit nach sehr viel Material aus dem Brammer-Komplex in Richtung der Binnenseite des Krautsander Watts bewegt wird. Dort kommt selbiges Material jedoch bei Reduzierung der Geschwindigkeiten unter Sedimentationsbedingungen und dürfte zu einem guten Teil

- a) an der Zungenspitze des Krautsander Watts,
- b) an der Binnenflanke des Krautsander Watts und
- c) im Wattüberströmungsbereich (Watrücken und „Delta“)

abgesetzt werden. Eine zusammenfassende Kurzschilderung der insgesamt aus allen Bewegungsbahnen der Untersuchung (Flut- und Ebbweginterpretationen) abgeleiteten Materialtransporttrends zeigt Karte 3. In diese Karte geht damit im Vorgriff auf die flächenhafte Schwimmerbewertung des Abschnitts 3.3.2 auch die insgesamt vorherrschende Ebbstromdynamik ein, welche tendenziell mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten auf der Außenseite des Krautsander Watts vom Flutstrom im Watrückenbereich abgesetztes Material remobilisieren dürfte und mit Trend zur Zungenspitze des Krautsander Watts bzw. Binnenseite der Brammerbank regelrecht „zurück“-transportiert. Auch ohne direkte Sediment-Tracermessungen scheint dadurch in gewissem Umfang eine Art Materialkreislauf sehr wahrscheinlich, zumal auch SAMU (1987) aus quantitativen Kartenauswertungen zu vergleichbaren Hinweisen gelangt.

Die Schwimmer Nr. 43 und 44 ziehen ebenso wie ihre Vorläufer der Gruppen 1 bis 3 durch den Mittelteil der Brammerbank. Ihre Geschwindigkeiten sind sehr hoch, immer deutlich über 1,0 m/sec, größtenteils mit $Tempi > 1,2$ m/sec. Beide Schwimmer neigen ab km 679 dazu, in Richtung Hauptelbe auszuweichen. Sie müssen deshalb leider bei km 678 um 13.30 bzw. 13.41 Uhr aufgenommen werden. Gleiches gilt, allerdings bereits entsprechend früher, für den strommittigen Schwimmer Nr. 45, der schon bei km 680 nach Geschwindigkeiten zwischen 1,3 m/sec und 1,8 m/sec aufgenommen wird.

Insgesamt kommt in den Bahnen der Schwimmerkörper zum Ausdruck, daß die bei BEHRENS und VAGTS (1985) dargestellten Wege für ihren Zeitpunkt innerhalb der Tidephase jenen der Luftbildkartierung entsprechen. Im Unterschied zum Vorläufer dieser Untersuchung können nunmehr jedoch in Abhängigkeit von der Tidephase die Veränderungen der Anströmung des Raumes aufgezeichnet werden sowie die tideabhängigen Schwankungen der lokalen Strömungsbelastungen auch aus Schwimmermessungen erkannt werden. Hinzu kommt, daß im Längsprofil ausgebildete gebietstypische Geschwindigkeits-„Senken“ und „-Höhen“ erkannt werden können – ein entscheidender Unterschied zu punktuellen Strömungsmessungen (siehe Abschnitt 4).

3.3.2 Räumliche Strömungsbelastung

Zur flächenhaften Zusammenstellung der oben ausschnittsweise beschriebenen detaillierten Gebietstrends der Strömung wurde das Untersuchungsareal in 100×100 -m-Rastereinheiten zerlegt. Je Rastereinheit wurde der jeweils dort lokal erreichte Schwimmer-Geschwindigkeitsmaximalwert (Schwimmer- V_{max}) ermittelt und kartographisch dargestellt. Diese Karten der Gebiete maximal erzielter Bewegungsgeschwindigkeiten (Karte 4 und 5) reproduzieren ein Bild der potentiellen „Belastung“ des Untersuchungsgebietes, das die parallel durchgeführten Einzelströmungsmessungen flächenhaft ergänzt und zusammenfaßt. Die Werte geben durch die zeitliche Begrenztheit ihres tatsächlichen Auftretens natürlich keine mittleren Strömungs-

verhältnisse an. Eine solche Darstellung läßt sich aus Schwimmermessungen in instationären Strömungen auch nicht ableiten. Jedoch dienen sie der Abschätzung der flächenhaften Verteilung der Strömung und ihrer Qualität im Raum.

Erkennbar wird die aufgrund der großen Anzahl an Treibkörpern erreichbare Raumdeckung der Schwimmermeßmethode. Dies charakterisiert die Karte der Gebiete maximal erzielter Schwimmertransportgeschwindigkeiten wie folgt:

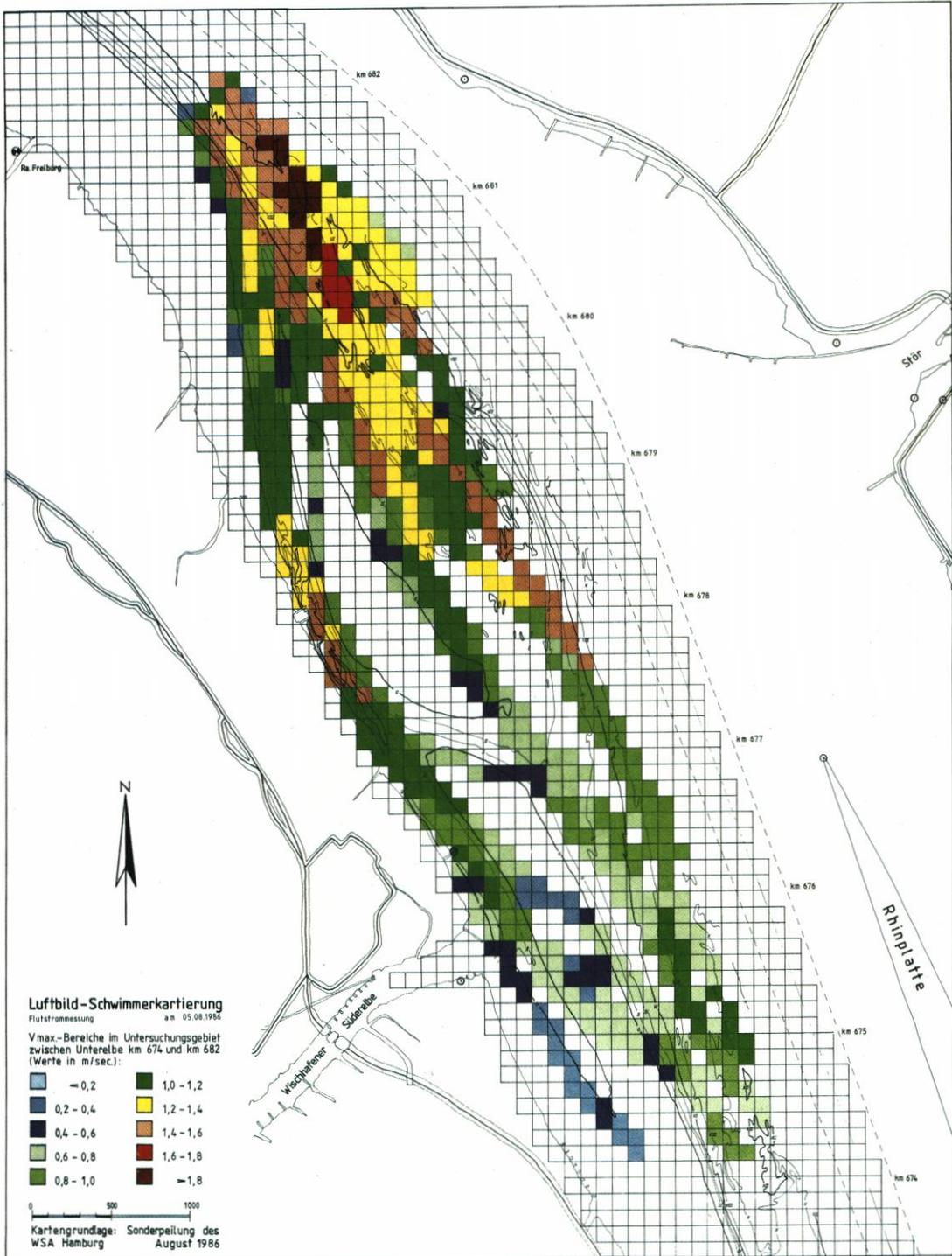
a) Flutstrom.

Die großräumige Stromverteilung zeigt Karte 4. Danach sind die höchsten Geschwindigkeiten im unterstromigen Bereich des Meßgebietes zu verzeichnen. Das Maximum der Strömungs-„belastung“ des Gebietes liegt auf der stromunteren Hauptelbeseite der Brammerbank. Dort kommt es zu Transportgeschwindigkeiten von mehr als 1,8 m/sec. Sehr stark setzt der Strom dann in den Mittelbereich der Brammerbank: Hier im Bereich km 680/679 (gegenüber Störmündung) herrschen auf der Brammerbank Geschwindigkeiten, die teils höher sind als jene auf der strominneren Grenzlinie zur Hauptelbe. Aber auch in der binnenseitigen Umströmung der Brammerbank (Höhe km 678,5) kommt es zu hohen Geschwindigkeiten von >1,4 m/sec. Dies fällt auf, da stromab und stromauf geringere Tempi zu verzeichnen sind. Interessant ist, daß praktisch kein Schwimmer die Öffnung zwischen Brammerbank und Krautsander Watt annimmt, sondern der relativ starke Flutstrom aus der binnenseitigen Umströmung in Richtung Wischhafener Einfahrt bzw. Binnenseite des Krautsander Watts verlängert! Dies läßt sicherlich, wie bereits in Abschnitt 3.3.1 beschrieben, auf einen Transport von Material aus dem Bereich der Brammerbank zum binnenseitigen Rücken des Krautsander Watts schließen, zumal die in Höhe der Brammerbank recht kräftige Strömung im Bereich des Krautsander Watts bzw. der Wischhafener Einmündung deutlich zurückgeht – und zu Sedimentationstendenzen führen muß!

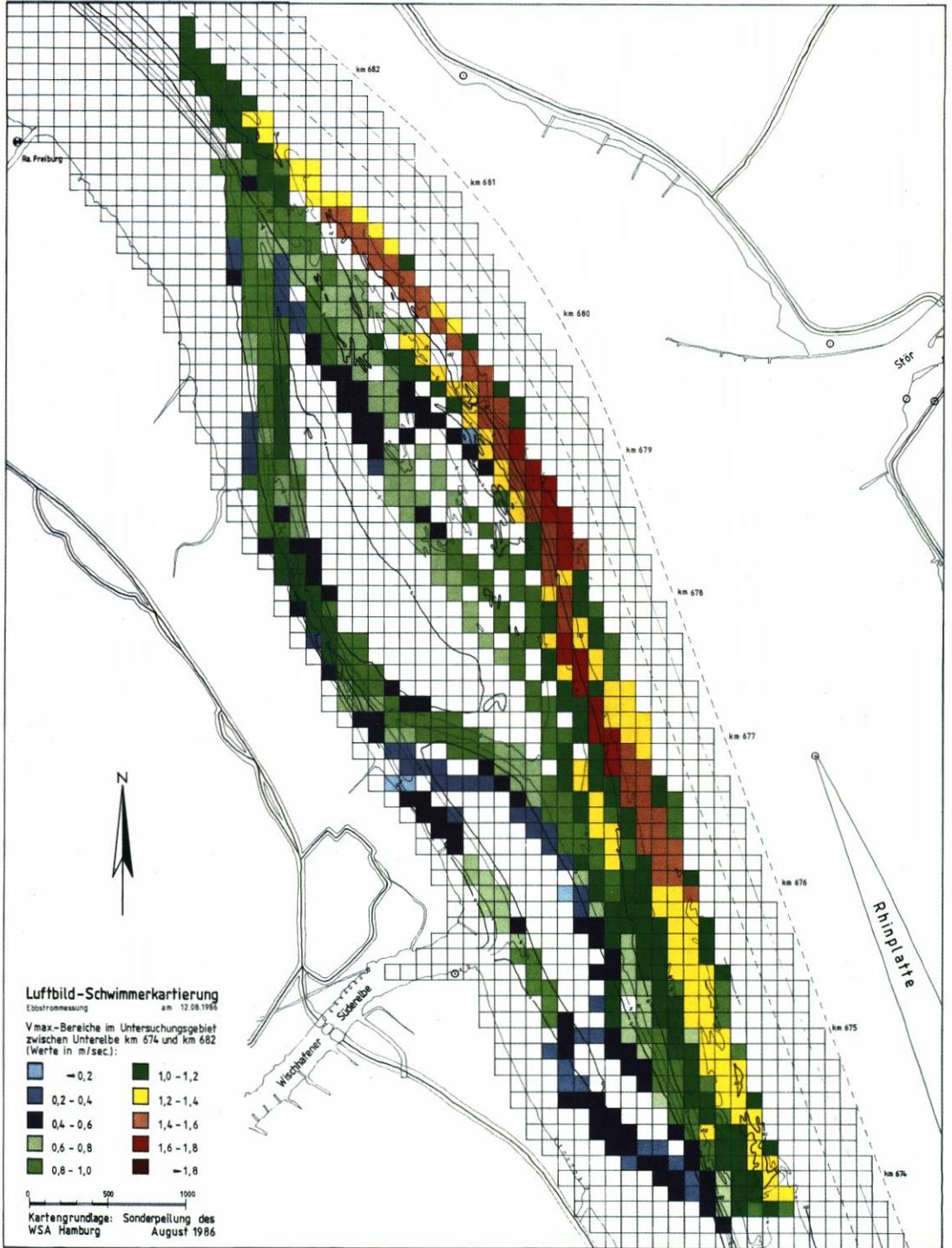
b) Ebbstrom.

Die höchste Strömungsbelastung herrscht nach Karte 5 auf der Außenkante der Brammerbank. Die Bereiche hoher Transportgeschwindigkeiten sind dort praktisch auf der gesamten Länge des Untersuchungsgebietes anzutreffen. Die absoluten Spitzenwerte der Geschwindigkeit bleiben jedoch etwas unter denen des Flutstroms. Die Überströmung der Brammerbank ist geringer als bei Flutstrom, ein großer Anteil der Schwimmer umströmt die Brammerbank. Dies ist im Vergleich zwischen Karte 4 und 5 (Flut- zu Ebbstrom) bereits an der Verlaufsform der Schwimmerbahnen zu erkennen: Bei Flutstrom ist ein gestreckterer Bahneindruck vorherrschend, während bei Ebbstrom die Schwimmerbahnen unter Umgehung der Brammerbank in diesem Raum regelrecht „ausbauchen“. Die Neigung zur Einströmung zwischen Krautsander Watt und Brammerbank ist sehr groß. Dieser Trend ist bereits an der Wurzelzone des Krautsander Watts zu beobachten, jedoch aufgrund stetiger morphologischer Verlängerung des Wattkörpers stromab (Materialtransport) zur Zeit in vollem Umfang erst auf Höhe km 677 möglich.

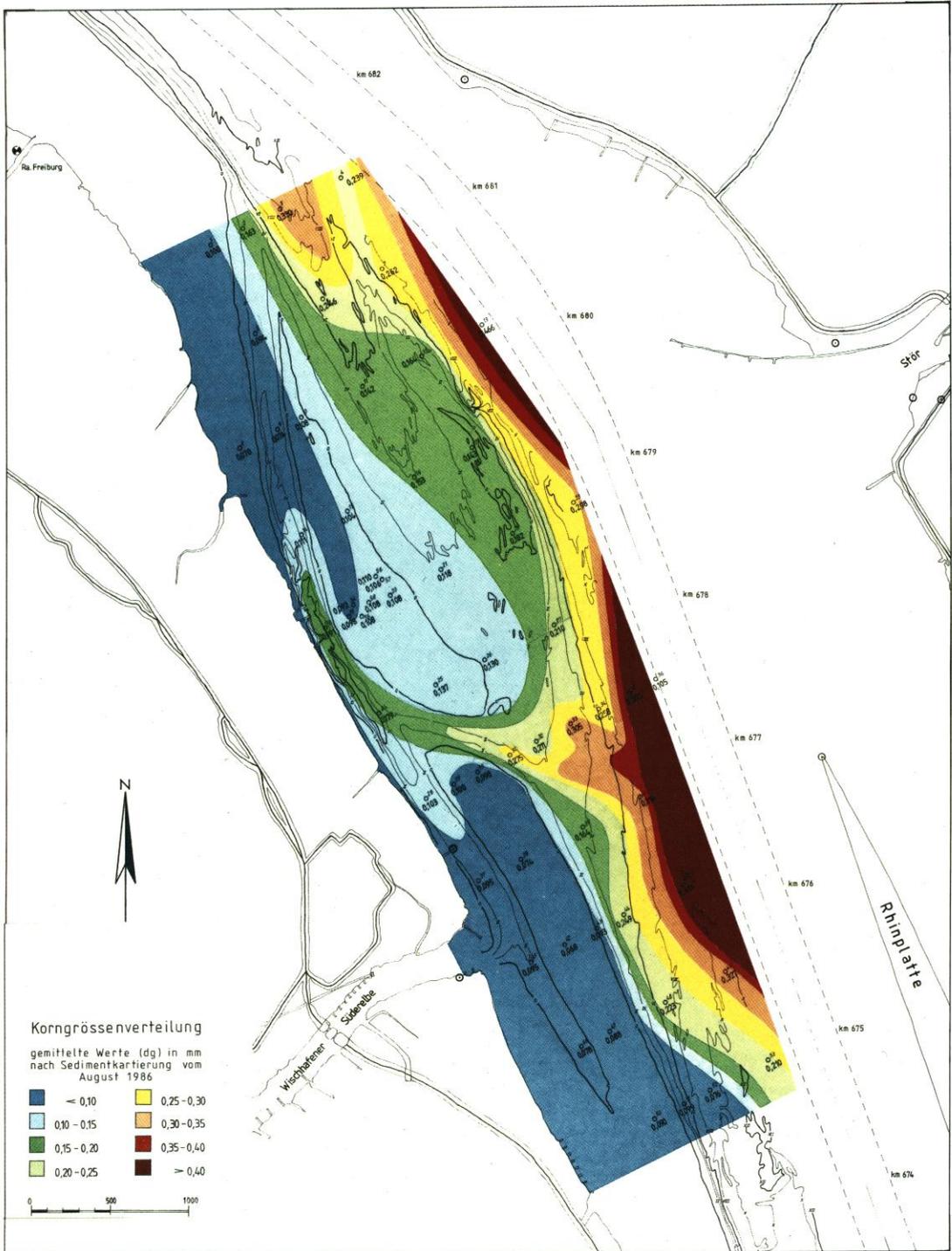
Eine gleichermaßen flächenhaft durchgeführte Kartierung der Korngrößenverteilung im Oberflächensediment des Untersuchungsgebietes bestätigt die starke Abhängigkeit der Materialzusammensetzung von der räumlich-quantitativen Verteilung der Transportgeschwindigkeiten. Karte 6 zeigt die anhand von 58 Proben ermittelte Korngrößenverteilung (dg-Wert). Die Regionalisierung läßt erkennen, daß sich die räumlich-differenzierte Strömungsbelastung (Karte 4 und 5) deutlich im lokalen Sedimentcharakter niederschlägt. Die Abbildung 11 zeigt darüber hinaus auch statistisch, daß eine klare positive Korrelation zwischen den gebietspezifischen V_{\max} der Schwimmerbahnen und den jeweils zugehörigen Sediment-dg-Werten besteht.



Karte 4



Karte 5



Karte 6

Befliegung Brammerbank /Krautsander Watt Korrelation Sediment-dg und Strömungs- geschwindigkeiten (Schwimmer-Vmax)

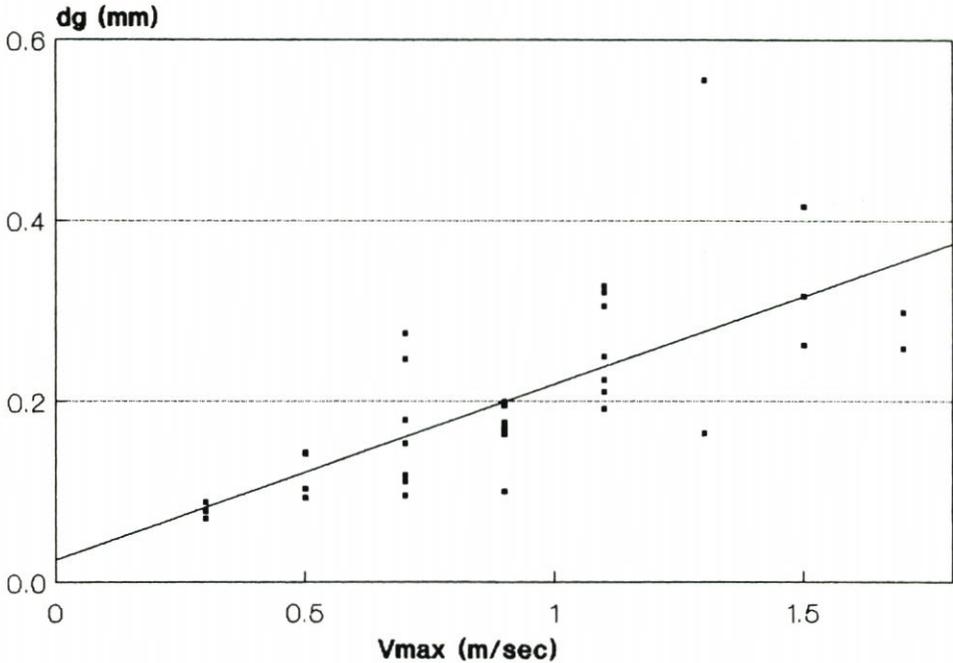


Abb. 11: Korrelation zwischen Transportgeschwindigkeit (V_{\max} der Schwimmermessung) und lokal zugehöriger, durch Siebanalyse ermittelten Sediment-dg-Werten

4. Punktueller Strömungsmessungen

4.1 Grundlagen

Gemessen wurde bei den parallel durchgeführten lokalen Strömungsmessungen mit Einzelmeßgeräten der Fa. Aanderaa (Bergen-Strommesser Typ RCM4), die je Meßpunkt in vertikaler Differenzierung positioniert waren (siehe Abb. 12). Die theoretische Genauigkeit der Aufzeichnungen der verwendeten Strömungsmesser liegt bei ± 1 cm/sec in der Geschwindigkeit und ± 5 Grad in der Richtungsanzeige. Die Geräte des verwendeten Typs RCM 4 nehmen die Strömungsgeschwindigkeit mittels eines Savonius-Rotors auf, dessen Umdrehungen über eine Magnetkupplung in die Bewegung einer Potentiometerachse umgesetzt werden. Eine Stromfahne ist starr am druckfesten Meßgerätegehäuse befestigt. Die Anordnung ist in einem Lager frei beweglich. Alle Meßgrößen werden permanent registriert, der Geschwindigkeitsparameter jedoch (im verwendeten Modus) nur alle 5 Minuten als integrierter (gemittelter) Wert auf dem internen Magnetband abgelegt. Bei der Auswertung der Magnetbänder werden diese per EDV gelesen, auf Fehler geprüft und die Daten letztlich in statistisch handhabbaren Zahlenkomplexen dargestellt. Außer der Geschwindigkeit werden bei den verwendeten Geräten noch Strömungsrichtung (Einzelwert bei 5-Minuten-Abfrage) und Temperatur aufgezeichnet.



Abb. 12: Strömungsmessgeräte in einer Auslegekette

Der große Nachteil des Bergen-Strommessers gegenüber anderen Meßgeräten liegt primär in seiner systembedingten Abstimmungsempfindlichkeit gegenüber Störungen durch Seegang und Verankerungsbewegungen (HAMMOND u. a., 1986), sein Vorteil in der Robustheit der Konstruktion und einer vergleichsweise geringen Empfindlichkeit gegenüber Verkrautung. Aufgrund der an beiden Meßtagen ruhigen Witterung kann jedoch die von QUADFASEL und SCHOTT (1979) festgestellte Neigung der Aanderaa-RCM4 Meßgeräte zur Überhöhung der aufgezeichneten Geschwindigkeit ausgeschlossen werden.

In der Bewertung der Strömungsverhältnisse im Raum Brammerbank – Krautsander Watt wurden übergreifend die mittleren Werte der Gesamtmeßzeit, d. h. der Liegedauer der Strömungsmessgeräte (Positionen siehe Karte 2) zwischen dem 31. 7. und 13. 8. 1986, verwendet. Somit werden hier im Unterschied zur Ein- bzw. Halbtiden-Schwimmermessung die Daten aus 25 Tiden betrachtet. Inwieweit diese gemittelten Werte von einem potentiellen „Langzeitmittelwert“ der Strömung abweichen, ist unbekannt. Sicher ist nur, daß sie einerseits und im Unterschied zu Schwimmermessungen zwar mögliche Singularitäten einer Tide vermeiden, andererseits jedoch auch wiederum noch eine gewisse Datenlücke offenlassen. Gemeint sind Sturmfluten, die zwar nur ein statistisch seltenes Ereignis darstellen, allerdings einen merklichen Einfluß auf die Strömungsverhältnisse bzw. die Morphologie von Wattkörpern haben dürften. D. h., obwohl sie nur selten auftreten, ist ihre tatsächliche dynamische Wirksamkeit von Bedeutung (siehe GÖHREN, 1977).

Ein wirkliches Problem, weil permanent wirksam, stellt die Turbulenz des Wasserkörpers dar. Denn die nur statistisch vergleichbaren Zahlen der Geschwindigkeiten (V_m , V_{max} je

Gerät) sagen nicht unbedingt etwas über die mit der Tidephase (primär nach dem jeweiligen Kenterpunkt) verbundene Unruhe bzw. „Unordnung“ der Strömung und deren Wirkung auf den Materialtransport aus. Zum anderen spielt die Geschwindigkeit der Wasserspiegelveränderung eine große Rolle (Steilheit der Tidekurve). Denn ob beispielsweise nach einem Zeitintervall von 15 Minuten ein Mehr an Wassersäule von 15 cm über einem Strömungsmeßgerät liegt oder aber von 30 cm, das ist ohne Frage ein greifbarer Unterschied in der turbulenten Belastung dieses Meßpunktes. Solche Vorgänge sind derzeit jedoch im Zuge einer mit handelsüblichen Meßgeräten durchgeführten Routinemessung noch nicht quantitativ bewertbar und können nur interpretativ bei der Betrachtung der Gesamtverhältnisse der Strömungskonstellation einbezogen werden.

Neben einer Analyse der tatsächlich aufgezeichneten Strömungsgeschwindigkeiten wurde daher zur Verbesserung der inhaltlichen Aussage einer Strömungsmessung zusätzlich eine einfache Indexzahl eingeführt, die sogenannte „Wirkzeit“ der Tide. Dieser Wert stellt die Zeit dar, in der je Tidephase Geschwindigkeiten mit mehr als 0,30 m/sec erreicht werden. Dadurch ist es überschlägig und im ersten Ansatz möglich, einen Trend der potentiellen Erosionsfähigkeit der jeweiligen Strömungsrichtung anzugeben.

Da es aus Gründen des Datenumfanges an dieser Stelle nicht möglich ist, auf alle sich daraus ergebenden Meßinformationen einzugehen und darüber hinaus die Interpretation von Einzelströmungsmeßprotokollen allgemein bekannt ist, wird nachfolgend nur ein beispielhaftypischer Wertevergleich zweier benachbarter Gerätepositionen gegeben. Obwohl je Meßpunkt meist mehrere Geräte in einer Vertikalen ausgebracht waren (siehe Abb. 12), werden in Hinblick auf die Schwimmermessungen nur die Werte der Oberflächenmeßgeräte (60 cm unter Wasserspiegel) angeführt. Die Datenkurzbeschreibung soll einzig und allein ein Schlaglicht auf die insgesamt vorgenommene Bewertung aller Einzelpunktmessungen werfen. Die Kurzdarstellung kann also nicht mehr leisten als anzureißen, welche Möglichkeit die Interpretation einer Einzelströmungsmessung im Vergleich zu Weg- und Geschwindigkeitsanalysen von Schwimmbahnen bietet. Eine konkurrierende Bewertung beider Methoden wird der Abschnitt 5 liefern.

4.2 Ergebnisse am Beispiel „Krautsander Watt“

Im Vergleich zwischen den Werten der Pos. IX (Innenseite des Krautsander Watts) und Pos. X (Außenseite des Krautsander Watts, siehe Karte 2) läßt sich bei Betrachtung des Gesamtmeßzeitraumes (25 Tiden) deutlich das hier außerordentlich gegensätzliche Strömungsbild ablesen. Während an der Außenseite die Wirkung des Ebbstroms dominiert, überwiegt auf der Innenseite klar der Flutstrom. Dies läßt sich am besten im Vergleich der „Wirkzeiten“ der Strömung ablesen:

	Pos. IX Innenseite	Pos. X Außenseite
Flut	252	246
Ebbe	146	362

Tabelle 3: Mittlere Wirkzeiten der Strömung im Bereich des Krautsander Watts (Werte in Minuten, Lage der Meßpositionen siehe Karte 2)

Die mittleren Geschwindigkeiten weisen ein vergleichbares Bild auf:

	Pos. IX Innenseite	Pos. X Außenseite
Flut	40	42
Ebbe	26	55

Tabelle 4: Mittlere Einzelgerät-Strömungsgeschwindigkeiten (V_m) im Bereich des Krautsander Watts (Werte in cm/sec, Lage der Meßpositionen siehe Karte 2)

Damit kommt auch in den Einzelmeßgerät-Werten der in den Gesamtschwimmerbahnen des Abschnitts 3.3.2 ablesbare Trend zur hohen Beaufschlagung der Wattbinnenseite durch den (im Längsprofil abnehmenden) Flutstrom zum Ausdruck. Der Ebbstrom ist im Binnenbereich des Krautsander Watts ohne wesentlichen Einfluß. Er „schleift“ demgegenüber regelrecht an der Außenseite des Krautsander Watts entlang, da eine Neigung zur binnengerichteten Wattüberströmung zwar tendenziell zu beobachten ist, jedoch mit tidebedingt fallenden Wasserständen erst auf Höhe der bei km 677 befindlichen Öffnung zwischen Krautsander Watt und Brammerbank möglich wird (siehe graphische Darstellung in Karte 3).

5. Raumbewertung nach Meßdatenvergleich – systembedingte Widersprüche?

5.1 Flächenhafte und punktuelle Strömung

Bei einem Vergleich zwischen flächenhaften Schwimmerwegen bzw. -geschwindigkeiten und punktuellen Strömungsmessungen fällt im vorliegenden Datenmaterial sehr oft auf, daß die Transportgeschwindigkeiten der Schwimmer deutlich höher sind als es die (geringeren) Strömungsgeschwindigkeiten an den Einzelmeßgeräten, welche jeweils regional von Schwimmern passiert werden, erwarten lassen*.

Die Abb. 13 gibt ein Beispiel aus dem Bereich der Strömungsmessgeräte Nr. I und II. Die Schwimmer Nr. 31 und 32 ziehen mit Geschwindigkeiten von > 1 m/sec ihren Weg in unmittelbarer Nähe der Strömungsmesspunkte Nr. I und II stromauf. Zeitgleich herrscht am Meßgerät Nr. I eine über 5 Minuten gemittelte Geschwindigkeit von 0,82 m/sec und am Meßpunkt II von 0,61 m/sec. Die Geschwindigkeitsdifferenzen sind in dieser Größenordnung nicht windinduziert, da nur eine sehr schwache Luftbewegung vorliegt. Zudem nehmen die Schwimmer nicht die direkte, möglicherweise leicht winddriftende Oberflächenströmung an, sondern genau wie die Oberflächen-Einzelmeßgeräte jene in 60 cm Tiefe herrschende Strömung (Einstelltiefe des Treibkreuzes). Zum weiteren ragen die Schwimmer mit ihren Auftriebskörpern nicht über die Wasseroberfläche hinaus, sie werden sogar ganz im Gegenteil leicht überspült.

Da das Phänomen der Geschwindigkeitsabweichungen bei sehr vielen Meßstellen und Zeitpunkten zu beobachten war (auch bei noch dichterem Passage als beim o. a. Beispiel), sind im Frühjahr 1987 Nachmessungen vorgenommen worden. Es wurden dazu wiederum meh-

* Anmerkung: Über das hier beobachtete Phänomen hat der Schriftleiter mit dem Verfasser diskutiert. Es wirft Fragen auf, die in der vorliegenden Arbeit nicht geklärt werden können. Bemerkungen oder Anregungen dazu aus dem Leserkreis sowohl theoretisch als auch meßtechnisch wären erwünscht.

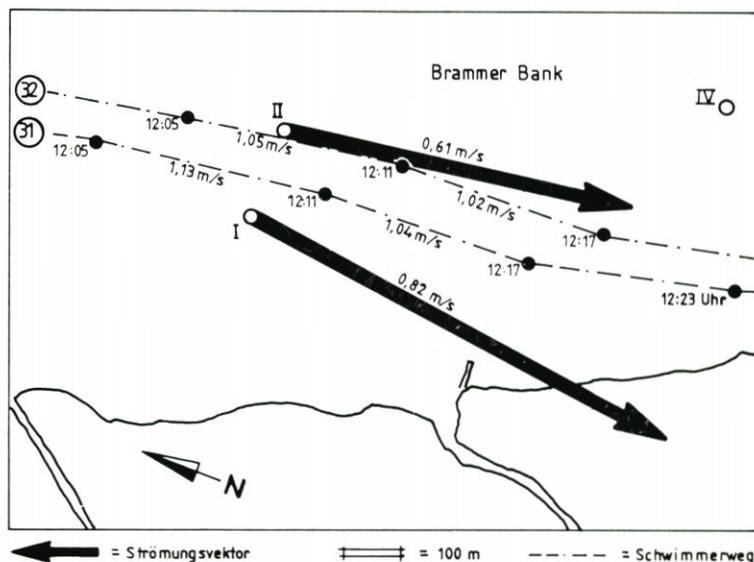


Abb. 13: Bahnlinien und Geschwindigkeiten der Schwimmer Nr. 31 und Nr. 32 im Bereich der Strömungsmesspositionen I und II zwischen 12.05 Uhr und 12.11/12.17 Uhr während der Flutstrombefliegung am 5. 8. 1986. Parallel eingetragen sind die Stromvektoren der Einzelmessgeräte für den Zeitpunkt 12.10 Uhr (= Mittelwert der punktuellen Strömungsgeschwindigkeit zwischen 12.05 Uhr und 12.10 Uhr)

rere Strömungsmesspositionen im Bereich der Brammerbank eingerichtet und erneut, diesmal aber gezielt und bewußt, Schwimmer in relativ geringem Abstand zu diesen Meßstellen geschwindigkeitskontrolliert. Das o. a. Ergebnis wurde bestätigt: Die Schwimmergeschwindigkeiten waren im Vergleich zu den eng passierten Einzelmessgeräten überwiegend „zu groß“. Auch die weitere Einrichtung einer präzisen Meßstrecke in einem morphologisch bzw. dynamisch andersartigen Bereich des Elbeästuars* brachte als Ergebnis, daß Schwimmergeschwindigkeit und punktuelle Strömungsgeschwindigkeit hier grundsätzlich zugunsten der Schwimmer (je nach Tidephase hier ebenfalls bis zu 30 %) voneinander abwichen.

Es kann im übrigen angemerkt werden, daß technische Prüfungen der Einzelmessgeräte des Typs RCM4 deren korrekte Funktion bestätigte. Auch hinsichtlich der Bauart der Schwimmer kann durch Vergleichsmessungen belegt werden, daß diese keine gravierenden Geschwindigkeitsabweichungen zu sonst üblichen (kleineren) Kreuzschwimmern aufweisen.

Aus diesen Ergebnissen wäre zumindest im ersten Ansatz eine der möglichen Schlußfolgerungen, daß tatsächlich auf relativ kurze räumliche Distanzen außerordentlich große Geschwindigkeitsscherungen bzw. Geschwindigkeitsdifferenzen auftreten können. Denn beide Meßsysteme nehmen wie erwähnt die Strömung ca. 60 cm unter der Wasseroberfläche auf, und beide Systeme sind aufgrund der an den Meßtagen herrschenden meteorologischen Bedingungen nur minimal durch Wind etc. beeinflusst.

Daß dem durchaus so ist, belegt nach Ansicht des Verfassers auch eine weitere interessante Beobachtung zur räumlichen Differenzierung. Wie in Abschnitt 3.3.2 beschrieben,

* Hanskalbsander Nebelbe: Einrichtung einer terrestrisch exakt vermessenen Schwimmer-teststrecke mit sekundengenau gestoppten Profildurchlaufzeiten. Das Testlängsprofil verlief parallel zu mehreren entlang der Teststrecke gesetzten Aanderaa-Einzelmessgeräten, die mit 1-Minuten-Auflösung Geschwindigkeitsdaten registrierten.

kommt es nämlich im Bereich der Strömungsmessstellen „I“ und „II“, d. h. der unterstromig-binnenseitigen Umströmung der Brammerbank, bei Flutstrom nicht nur zu einer Querprofil-Scheerung, sondern insgesamt auch zu einer gewissen Längsprofil-„Bremsung“ der Wasserbewegung. Dies ist bei allen Schwimmergruppen der Flutstrombefliegung zu beobachten, die diese Region passieren. Solche Besonderheiten sind natürlich aus dem Datenvergleich der Einzelmessgeräte (auch bei dichter Vernetzung) nicht so ohne weiteres erkennbar.

Grundsätzlich deuten obige Hinweise an, daß in der Tat beträchtliche Schwankungen der Geschwindigkeiten in kleinräumiger Verteilung, d. h.

a) Beschleunigung und Verzögerung des meßbaren Transports im Längsprofil und

b) Geschwindigkeitsscheerungen im Querprofil innerhalb des Meßgebietes vorliegen. Beide Beobachtungen belegen, daß in einer Raumbewertung große Imponderabilien auftreten müssen, wenn Daten zur Bewegungsdynamik (Strömung und Wasserinhaltsstoffe) nur mittels Einzelmessgeräten gewonnen werden. Dies ist zur Zeit jedoch im Bereich der Küstenforschung der Regelfall, nicht allein aus Kostengründen (eine Befliegung kann keine Routinemessung sein), sondern auch aus meteorologischen Gründen – eine Befliegung setzt immer optimale Bedingungen mit klarer Sicht und windarmer Atmosphäre voraus, etwas, das gerade im Küstengebiet relativ selten anzutreffen ist. Zudem bleibt bei Schwimmermessungen ohne Frage ein gewichtiger Schwachpunkt: Die Untersuchung ist zwar flächendeckend, zeitlich allerdings auf eine singuläre Tide bzw. Halb tide beschränkt.

Andererseits muß für gebietsspezifische Grundlagenuntersuchungen des Raumverhaltens und der Raumdynamik davon ausgegangen werden, daß entsprechend o. a. Geschwindigkeitsvarianzen allein mit Einzelmessgeräten nur eine möglicherweise eingeschränkte, lokal begrenzte Sicherheit in der bewertenden Aussage des Gutachters erreicht werden kann. Es bleibt bei jedem Einzelmessgerät immer die Frage nach der Raumrepräsentativität des ausgewählten Punktes.

Zunächst scheint dem Verfasser aber eines sicher: Durch Schwimmermessungen ist mittels der Transportbahnen und deren relativen, flächenhaften Geschwindigkeitsunterschiede bei weitem deutlicher die Raumbelastung, der ein Ästuarbereich unterliegt, aufzeigbar, als durch Einzelströmungsgeräte. Oder mit anderen Worten: Die Wahl der Positionen für Einzelmessgeräte wird zwar unter Beachtung aller wesentlichen hydrologisch-morphologischen Kriterien getroffen, so daß eigentlich nach langjähriger Erfahrung angenommen werden kann, einen sogenannten „repräsentativen“ Meßort gewählt zu haben, jedoch zeigen obige Fakten, daß solche Einzelgerät-Meßkampagnen für sich allein noch keine ausreichende Aussage über die räumliche Verteilung der Strömung und damit auch der Geschwindigkeitsdifferenzierung in einem Testgebiet zulassen.

Somit können die Strömungsmessgeräte zwar sehr wohl die mittleren Verhältnisse eines Punktes (!) des Untersuchungsraumes wiedergeben, nicht jedoch zwingend auch die Bereiche darstellen, die relativ am stärksten von der Strömung beansprucht sind. Letzteres können erheblich besser, wenn auch andererseits auf eine singuläre Tide beschränkt, Schwimmerbahnuntersuchungen leisten.

5.2 Turbulenz und Massenbewegung

Neben den oben beschriebenen Unterschieden in der Raumauflösung der Meßmethoden tritt hinsichtlich des absoluten Vergleichs von Geschwindigkeiten aus punktuellen Einzelmess-

geräten und Schwimmern ein großes Problem auf. Wenn nämlich, wie vorstehend dargestellt, Strömungsmeßgeräte die mittleren Verhältnisse nur für einen Festpunkt angeben, Schwimmer jedoch für eine Strecke, so ist dies zu einem Teil natürlich auch dynamisch-physikalisch ein Unterschied.

Bekanntlich nehmen stationäre Meßgeräte primär die Änderungen der Strömungseigenschaft an einem Ort nach der EULERSchen Beschreibungsweise auf. Treibkörper hingegen dokumentieren die Bewegung eines individuellen Wasserteils, also seiner Bahnlinie durch den Raum gemäß der LAGRANGESchen Beschreibungsweise. Rechnerisch wären dies zwei nur leicht voneinander abweichende Naturdaten. Die Abbildung 13 allerdings zeigt das Resultat eines wert- bzw. faktenmäßig doch möglicherweise recht deutlichen Unterschiedes: Für die ortsfeste Strömungsmessung ergibt sich an der Meßposition II darstellungsmäßig (und nach der EULERSchen Berechnung richtig) ein Stromvektor mit dem Geschwindigkeitswert 0,61 m/sec, während beim in minimalem Abstand passierenden Schwimmer Nr. 32 sich eine Bahnlinie (LAGRANSCHKE Teilchen-Trift) mit einer abweichend höheren Transportgeschwindigkeit von 1,05 m/sec zeigt.

Spielt hierbei der aus theoretischen Betrachtungen, aber auch aus Unterwasser-Videoaufzeichnungen des Verfassers (DAMMSCHNEIDER, 1988) ableitbare, d. h. dort sichtbare Einfluß der Turbulenz (und deren Walzenstruktur), eine Rolle? Denn die reine Wasserbewegung des Tidestroms unterliegt außerordentlich schnellen und kurzzeitigen, impulsartigen Veränderungen. Nicht nur über eine Tide hinweg (Kenterpunkt bis Kenterpunkt) herrschen beträchtliche Unterschiede der Stromtempi, sondern auch innerhalb kurzer Zeitintervalle von wenigen Sekunden „pulst“ bzw. variiert die Strömung erheblich. Dies soll und kann von den verwendeten Aanderaa-RCM4 Strommessern wertmäßig nicht zum Ausdruck gebracht werden, da diese über eine gewisse Zeit (hier: 5 Minuten) die Zählimpulse des Meßrotors aufaddieren und erst dann eine Mittelung über die Zeit durchführen (siehe Abschnitt 4.1). Dies bedeutet folglich zwar eine relativ gute Erfassung der mittleren Strömungsbedingungen, nicht jedoch der tatsächlich wirksamen (unmittelbaren) Kräfte im Wasserkörper – gerade die aber prägen nach den Vorort-Video-Sohlbeobachtungen des Verfassers ohne Frage die Feststoffbewegungen am Gewässerboden erheblich!

Tatsächlich (nach o. a. eigenen Videobeobachtungen) erweist sich das bereits theoretisch/labormäßig als ausnahmslos ungeordnet und turbulent erkannte Fließverhalten im realen Naturwasserkörper der Unterelbe als „sprunghaft“: Bei mittleren Strömungen sind ungeordnete Verwirbelungen verschieden großer Wasserballen/-walzen den gleichmäßigen Teilchenbewegungen überlagert. Hierdurch treten nachweislich räumlich starke Unterschiede der Geschwindigkeit auf. FLÜGGE (1982) stellt fest, daß „die kinetische Energie der turbulenten Bewegung . . . nicht als Funktion der aktuellen Tideströmungsgeschwindigkeit v_x und auch nicht als Funktion der REYNOLDSchen Zahl eindeutig beschrieben werden“ kann. Bei gleichen Strömungsgeschwindigkeiten herrschen je nach Tidephase unterschiedliche Werte der turbulenten Bewegung.

Dies in Übertragung auf den Sedimenttransport bzw. die Aufnahme von Material an der Sohle, ihre Verfrachtung und die Ablagerung von Sediment im Gewässerbett bedeutet dann aber, daß mittels der einfachen standortgebundenen Strömungsmessung nur eine eingeschränkte Bewertungsbasis für Umlagerungsprognosen gegeben ist.

Dessen ungeachtet sind Einzelströmungsmeßgeräte für die Bestimmung mittlerer Verhältnisse eines geographischen Punktes nach wie vor unbedingt sinnvoll und erforderlich. Für die Charakterisierung eines Raumes und seines Umlagerungsverhaltens (Massenbewegung) sollten jedoch zusätzlich die Bahnlinien von Wasserteilchen entsprechend den LANGRANGESchen Bewegungsgleichungen bestimmt werden. Dazu können nach derzeitigem Stand der

Kenntnis am günstigsten Treibkörper genutzt werden, die in einer wählbaren (der Wassertiefe des Untersuchungsgebietes angepaßten) Tiefe ein Stromkreuz als Strömungswiderstand tragen – wie bei den DÜBER-Schwimmern verwirklicht. „Die ganze Anordnung (eines Schwimmers) folgt deshalb beim Natureinsatz nahezu vollständig der Wasserbewegung in dieser Tiefe“ (DIETRICH u. a., 1975).

Dies deckt dann zumindest einen Teil des turbulenten Einflusses auf, welcher die im Zuge der Wasserbewegung stattfindenden Materialumlagerungen auslöst bzw. prägt. Die Treibkörper nehmen die turbulenten „Pulse“ der Strömung auf und setzen diese in eine sichtbare Bewegung um – sie sind „Indizien“-Träger für die räumliche Verteilung wechselnd starker turbulenter Prozesse. Die Bahnlinien und Transportgeschwindigkeiten der Schwimmer interpretieren nach Meinung des Verfassers quantitativ und lokal nachweisbar die „wahre“ dynamische Raumbelastung, der ein Gebiet durch Strömungsfelder ausgesetzt ist. Demgegenüber geht Turbulenz bei den Einzelmessgeräten zwar ebenfalls in die Datenaufnahme ein, ihre Wirkung wird jedoch auf „Mittelwerte“ der Geschwindigkeit reduziert: Die o. a. Unterwasser-Videobeobachtungen, die auch auf die visuelle Kontrolle des Aanderaa-RCM4 Geräte- und Rotorverhaltens im Natureinsatz ausgedehnt wurden, zeigen selbst bei errechneten Geschwindigkeiten von mehr als 0,4 m/sec zeitweise regelrecht Stillstandsphasen des Savonius-Rotors. Es wäre denkbar, daß sich in diesem Phänomen turbulente „Walzen“, die den Strömungsmesspunkt aperiodisch und in unterschiedlicher Intensität tangieren, beobachtbar niederschlagen.

Letztendlich ist anzunehmen, daß die o. a. Pulse bzw. Walzenstrukturen, welche am Einzelmessgerät zu sprunghaft und kurzzeitig wechselnden Geschwindigkeiten führen, von einem Schwimmer in der Form bewertet werden, daß letzterer durch die im Strom je nach morphologischer Struktur quantitativ differenziert verteilten Maximalwert-Pulse „geschoben“ wird. D. h., es ist denkbar, daß die schwingenden Pulse bzw. Walzenspitzen als Maximalwertbereiche turbulenter Strömung die Schwimmer lokal beschleunigen, während dieser Effekt von den Bergen-Strommessern aufgrund des aperiodisch-kurzzeitigen Auftretens in die Strömungsdaten eingemittelt wird.

Inhaltlich bleibt festzustellen: Bei einer nachweislichen Differenz zwischen der Maximalgeschwindigkeit eines Schwimmers (LAGRANGESche Messung) und eines von selbigem direkt passierten Einzelmessgerätes (EULERSche Messung) gibt der instationäre Schwimmer das transportwirksame Raumbelastungs- V_{\max} an, während das stationäre Einzelmessgerät primär die relative Veränderung der Strömung über die Zeit als Eigenschaftsänderung erfaßt. Diese Ansicht wird nicht zuletzt durch die sehr gute Übereinstimmung zwischen flächenhaften Sediment-dg-Werten und den lokalen Schwimmer- V_{\max} gestützt.

6. Fazit

Unter Berücksichtigung von in vorliegender Untersuchung nur randlich erwähnten Unterwasserbeobachtungen mittels Videosystem und der dabei deutlich erkennbaren Wirksamkeit der Turbulenz auf den Materialtransport ist der Verfasser der Meinung, daß die gebietsbezogene Interpretation von Schwimmerbahnen und deren Transportgeschwindigkeit (dabei: Turbulenzwirkung aktiv quantifiziert) in ihrer raumbewertenden Aussagekraft wesentlich sicherer ist, als es die aus punktuell-zufälligen, dynamisch und räumlich nicht zwingend repräsentativen Werten von Einzelströmungsmessungen (dabei: Turbulenzwirkung „verwischt“ bzw. eingemittelt) gewonnene Arealanalyse sein kann.

Einzelmesswerte der o. a. Bergen-Strommesser (Aanderaa-RCM4) sind deshalb nicht

falsch. Nur, und dies ist der Kernpunkt der vorliegenden Untersuchung, punktuelle Strömungsmessungen nach EULERScher Beschreibungsweise können mit ihren absoluten Geschwindigkeitswerten nicht in gleicher Form als repräsentativ für die Charakterisierung der „Raumbelastung“ eines Untersuchungsgebietes angesehen werden, wie die LAGRANGESche Teilchen-Transportquantifizierung durch Schwimmer. Punkt-Messungen und Schwimmer-Messungen sollten deshalb je nach Aufgabenbeschreibung gewichtet oder (besser) in Kombination zum Einsatz kommen. Die alleinige Verwendung von Einzelmeßgeräten ansonsten zwar zu bewertbaren Zeit- und Punkttrendaussagen, jedoch nicht zu gesicherten Flächen- und Sohlenbelastungsprognosen. Materialumlagerungen werden erst durch flächenauflösende Schwimmerkartierungen besser analysierbar, wobei deren Aufnahme durch Luftbildserien mit guter Genauigkeit und schneller zeitlicher (iterativer) Folge erreichbar ist.

In Anwendung zeigen dies die raumbezogenen Ergebnisse der Untersuchung, welche Hinweise auf Materialumlagerungen „im Kreislauf“ geben. Danach wandert aller Wahrscheinlichkeit nach Material aus dem Bereich der Brammerbank mit dem Flutstrom stromauf. Wie die Schwimmerdaten zeigen, wird dabei sehr stark die Binnenseite des Krautsander Watts beaufschlagt – und dies bei dort sukzessiv im Längsprofil (stromauf) abnehmenden Geschwindigkeiten. Im Zuge dieses Effektes sollte ein bedeutender Anteil des transportierten Sediments zur Akkumulation kommen, vor allem im überströmten/strömungsreduzierten Wattrücken bzw. dem hauptelbeseitigen „Delta“ (siehe Karte 3).

Der Ebbstrom, der „anschließend“ auf der Hauptelbeseite des Krautsander Watts entlangstreicht, remobilisiert dieses Material teilweise wieder und führt es stromab. Da erst bei Unterelbe-km 677 der Trend des Ebbstroms zur westlich gerichteten Einströmung bzw. Umströmung der Brammerbank aktiv werden kann, kommt es dort, in der Öffnung zwischen Krautsander Watt und Brammerbank (speziell im Bereich der Zungenspitze des Krautsander Watts) bei hier abnehmenden Geschwindigkeiten zu Akkumulationstendenzen. Da der Ebbstrom jedoch auch die Brammerbank mittig überströmt, wiederum mit einer im Zentrum gelegenen Geschwindigkeits-„Senke“ und dadurch ausgelöster Sedimentationstendenz, findet der o. a. Flutstrom dann erneut geeignetes Material zur Umlagerung stromauf – der Kreislauf ist geschlossen.

Erklärlich werden durch diese Wechselwirkungshypothese die selbst für Fachleute immer wieder überraschenden, kurzfristig eintretenden und quantitativ bedeutenden Formenänderungen auf der Brammerbank bei insgesamt über die Zeit relativ stabiler Gesamtbilanz. Ebenso wird die Versandung der binnenseitig des Krautsander Watts verlaufenden Stromrinne erklärt, und im selben Sinne bekommt die Stromabverlagerung der Zungenspitze des Krautsander Watts ihre Logik.

7. Schriftenverzeichnis

- ANWAR, H. O. u. ATKINS, R.: Turbulence measurements in simulated tidal flow. J. Hydraul. Div., ASCE, No. HY-8 1980.
- BEHRENS, J. u. VAGTS, W.: Strömungsverhältnisse in Stromverzweigungsbereichen der Unterelbe nach Schwimmermessung. DGM, H. 5/6, 1985.
- BOOTH, D. A., HOWARTH, M. J. u. a.: A Comparison of Residual Currents Estimated with Current Meters and a Parachute Drogue in a Shallow sea. Dt. hydrogr. Zeitschr. H. 31, 1978.
- CHRISTIANSEN, H. u. RADTKE, G.: Strömungsverhältnisse und Sedimentation in ausgewählten Hamburger Hafeneinfahrten. Strom- und Hafenaufbau Hamburg, Gewässerkdl. Studie Nr. 4, Hamburg 1985.
- COUTARD u. JURISCH: Neues, verbessertes Verfahren zur Messung von Fließgeschwindigkeiten in der Natur. In: BAW-Brief Nr. 2, 1986.

- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Inluviale Schwemmfächer – über die lokalen Folgen natürlicher Materialumlagerungen im Bereich der Unterelbe. *Die Küste*, H. 43, 1986.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Unterwasser-Videoaufzeichnungen von Sohlbewegungen im Bereich der Unterelbe. Unveröffentl. Untersuchung, Hamburg 1988.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J. u. FELSCHART, TH.: Interne Stromfäden und inluviale Schwemmfächer – Angewandte Morphodynamik in Tideflüssen. *Berliner geographische Studien*, Bd. 25, 1987.
- DIETRICH, G., KALLE, K., KRAUSS, W. u. SIEDLER, G.: *Allgemeine Meereskunde*. Berlin 1975.
- FLÜGGE, G.: Transport- und Ausbreitungsmechanismen in Flüssen und Tideästuarien unter besonderer Berücksichtigung der Strömungsturbulenz. *Mitt. d. Franzius-Inst. d. Univ. Hannover*, H. 55, 1982.
- GÖHREN, H.: Strömungsvorgänge in Wattgebieten bei Sturmfluten. *Die Küste*, H. 31, 1977.
- HAMMOND, TH. M. u. COLLINS, M. B.: Flume Studies of the Response of Various Current Meter Rotor/Propellers to Combinations of Unidirectional and oscillary Flow. *Dt. Hydrogr. Zeitschr.* 32, 1979.
- HAMMOND, TH. M. u. a.: Field and Flume Comparisons of the Modified and Standard (Savonius-Rotor) Aanderaa Self-Recording Current Meters. In: *Dt. hydrogr. Zeitschr.* 2, 1986.
- HENSEN, W.: Die Entwicklung der Fahrwasserverhältnisse in der Außenelbe. *Jahrb. d. Hafenbau-techn. Ges.*, Bd. 18, 1941.
- QUADFASSEL, D. u. SCHOTT, F.: Comparison of Different Methods of Current Measurements. *Dt. Hydrogr. Zeitschr.* 32, 1979.
- SAMU, G.: Geomorphologische Untersuchungen im Bereich der Brammerbank und des Krautsander Watts in der Unterelbe. *Mitbl. d. Bundesanst. f. Wasserbau*, Nr. 60, Hamburg 1987.
- SCHULZ, B.: Beiträge zur Kenntnis der Gezeiten an der flandrischen Küste und auf der unteren Schelde. *Deutsche Seewarte*, H. 2, 1925.
- SCHRÖDER, M.: Messung des turbulenten Impuls- und Salztransports in der Mischungszone der Elbe. *GKSS-Bericht Nr. E/16*, Geesthacht 1987.
- SHERWIN, T. J.: Measurements of current speed using an Aanderaa RCM4 current meter in the presence of surface waves. *Continent. Shelf Res.*, 2/1988.
- WEGENER, B.: Rechnergestützte Erfassung und Beschickung von Wasserlinien im Verfahren der Wattvermessung. *Wiss. Arbeiten d. Fachr. Vermessungswesen der TU Hann.*, H. 91, 1979.
- WIELAND, P.: Fernerkundung als Hilfsmittel in der Wattenforschung. *Die Küste*, H. 40, 1984.