

Die Küste

ARCHIV

FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE



3950-A-2012-00000092

Die Küste

**ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE**

**HERAUSGEBER:
DER KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE**

Heft 25 - 1974

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Oberbaurat, 219 Cuxhaven, Lentzkai; LAUCHT, Hans, Dr.-Ing., Erster Baudirektor, 2 Hamburg 11, Dalmannstraße 1-3; LUCK, Günter, Dipl.-Ing., 2982 Norderney, An der Mühle 5; PARTENSCKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys., 3 Hannover, Nienburger Straße 4; RENGER, Eberhard, Dipl.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Straße 4; ROHDE, Hans, Dr.-Ing., Ltd. Regierungsbaudirektor, 2 Hamburg 13, Moorweidenstraße 14; WIELAND, Peter, Dipl.-Ing., 2242 Büsum, Hafensinsel; ZITSCHER, Fritz-Ferdinand, Dr.-Ing. habil., Ltd. Regierungsbaudirektor, 23 Kiel, Sophienblatt 50a.

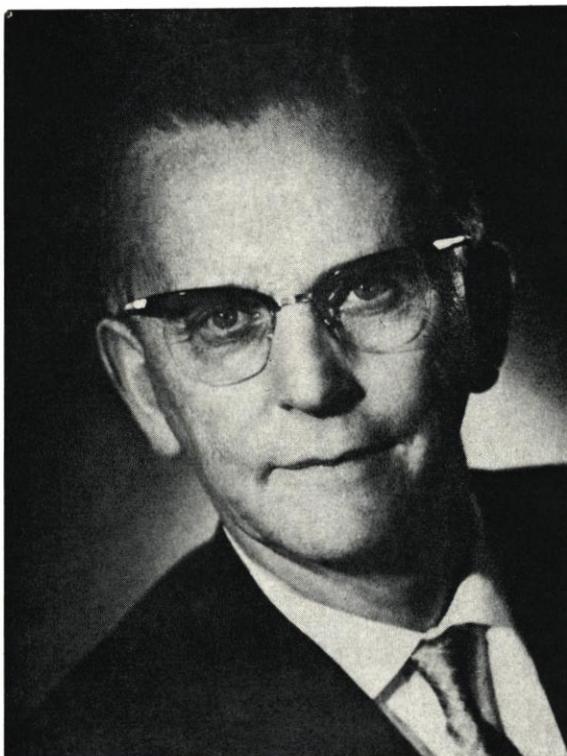
Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich.

Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers: Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Vorsitzender Dr.-Ing. LAUCHT, Erster Baudirektor; Geschäftsführer Regierungsbaudirektor J. SINDERN, 23 Kiel 1, Feldstraße 251/253, gestattet.

Schriftleiter: Dr. habil. E. WOHLBERG, 225 Husum, Nissenhaus.

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Walter Hensen

Am 3. September 1973 ist Prof. W. Hensen, emeritierter Ordinarius für Verkehrswasserbau und früherer Direktor des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Techn. Universität Hannover, kurz nach Vollendung seines 72. Lebensjahres und nach langer, quälender Krankheit in Wedel/Holst. gestorben.



Damit ist das durch große Leistungen und Erfolge gekennzeichnete Leben eines hervorragenden Forschers, Ingenieurs, Lehrers und Beraters allzu früh beendet worden.

Walter Hensen studierte zunächst in seiner Vaterstadt Kiel Nationalökonomie, dann aber von 1926 bis 1932 Bauingenieurwesen an den Techn. Hochschulen Berlin und Hannover. Danach war er an verschiedenen Wasserstraßenämtern und an der Wasserstraßendirektion Hamburg als Gewässerkundler, Erbauer und Leiter des großen wasserbaulichen Elbmodells in Wedel/Holst., als Initiator umfangreicher Stromregulierungsmaßnahmen in der Außenelbe, die erst jetzt ihrem Ende entgegengehen, sowie als Dezernent für das Seezeichenwesen tätig. In diese Zeit fielen seine Große Staatsprüfung (1937) und seine Promotion in Berlin (1940), aber auch Wehrdienst und Gefangenschaft. Nach einigen Jahren der Wiederaufbauarbeit in der Nachkriegszeit bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion

Hamburg kam er 1947 zur damaligen Hauptverwaltung des Seeverkehrs, dem Vorläufer des Bundesverkehrsministeriums, als Referent für Bau, Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen.

Diese wichtige Tätigkeit als Ministerialrat dauerte jedoch nicht lange, weil er schon 1949 zum Ordinarius für Grund- und Wasserbau und zum Direktor des Franzius-Instituts an die Techn. Hochschule Hannover berufen wurde. Hier konnte er seine überragenden Fähigkeiten voll entfalten und sich weit über den deutschen Küstenraum hinaus Anerkennung und Verehrung verschaffen. Von seinen Mitarbeitern und Studenten, die er nach besten Kräften förderte, erwartete er stets in hohem Maße Leistungen und Disziplin, die er selbst jederzeit vorlebte. Rund 70 Diplom-Ingenieure promovierten bei ihm zum Doktor-Ingenieur.

Dem Franzius-Institut, das bald für die Belange der deutschen Küstenforschung und des Küsteningenieurwesens unentbehrlich wurde, verschaffte er mit über 350 Modellversuchen, zum Teil erstmaliger Art, großes Ansehen. Damit verbunden war seine unermüdliche Beratertätigkeit in einigen afrikanischen und südamerikanischen Staaten, ferner in Korea, Indien und Ceylon. Dort konnte er besonders erfolgreich wirken, weil er seine umfassenden Fachkenntnisse mit wissenschaftlicher Intuition und starkem Einfühlungsvermögen in andere Verhältnisse zu verbinden wußte.

Zweimal, und zwar von 1952 bis 1954 und in einer kritischen Phase 1962/63, war er Rektor der Techn. Universität Hannover. 1967 wurde ihm von der Techn. Universität Stuttgart die Würde eines Doktor-Ingenieurs Ehren halber verliehen. 1972 ernannte ihn die Hasenbautechnische Gesellschaft zu ihrem Ehrenmitglied.

Von seiner Arbeit zeugen zahlreiche Veröffentlichungen und Vorträge sowie seine aktive und erfolgreiche Mitwirkung in der Deutschen Forschungsgemeinschaft, im Küstenausschuß Nord- und Ostsee, im Internationalen Schiffahrtkongreß, im Deutschen Normenausschuß, im Zentralverein für die Deutsche Binnenschiffahrt, im Verein Deutscher Ingenieure, in der Deutschen Kommission für Ozeanographie, in mehreren anderen wissenschaftlichen Vereinigungen und nicht zuletzt als Vorsitzender der Gesellschaft für Deutsche Sprache.

Die Basis seiner Tätigkeit aber war immer der deutsche Küstenraum der Nord- und Ostsee, in dem er sich zu einem geschätzten Fachmann wie nur wenige andere profiliert hatte, ob es sich um den Ausbau der Seewasserstraßen, um hydraulische und wasserbauliche Probleme bei der Entwicklung der Häfen oder um den Küstenschutz mit all seinen differenzierten Aufgabenstellungen handelte. Besonders nach der Sturmflut von 1962 hat er allein und zusammen mit Fachkollegen, auch innerhalb des Küstenausschusses Nord- und Ostsee, dahin gewirkt, aus diesem Geschehen neue Erkenntnisse zu gewinnen und die für die Zukunft notwendigen Folgerungen zu ziehen.

Der Küstenausschuß bleibt ihm über den Tod hinaus zu großem Dank verpflichtet, viele seiner Mitglieder haben mit ihm nicht nur einen geschätzten Ratgeber, sondern einen Freund und Förderer verloren.

Dr.-Ing. HANS LAUCHT

Inhaltsverzeichnis

Nachruf Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. WALTER HENSEN

Tagung der North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG) in Dänemark im Oktober 1972: (Gesamtbericht) Küstenausschuß Nord- und Ostsee	1
GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Oberbaurat Strombeobachtungen an Langzeit-Meßstationen	12
ROHDE, Hans, Dr.-Ing., Ltd. Regierungsbaudirektor Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstofftransport in einem Tidefluß	27
ZITSCHER, Fritz-Ferdinand, Dr.-Ing. habil., Ltd. Regierungsbaudirektor Erfahrungen mit Deichschlußverfahren beim Seedeichbau	36
LUCK, Günter, Dipl.-Ing. Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney über die Dünenabbrüche auf der ostfriesischen Insel Langeoog	46
<hr/>	
WIELAND, Peter, Dipl.-Ing. Entwicklung, Bau und Funktion eines extrem flachgehenden Watten-Meßbootes	53
RENGER, Eberhard, Dipl.-Ing. PARTENSKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys. Stabilitätsverhalten von Wattenzugsgebieten	73

Tagung der North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG) in Dänemark im Oktober 1972

Summary

In October 1972 the North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG) had a conference in Hanstholm/Denmark. For the fourth time German engineers attended this annual meeting. In Copenhagen and Hanstholm inspections were conducted and finally an excursion lead to interesting points at the Danish North Sea coast. The main part of the conference was a discourse- and discussion-function. The productive and easy way, thoughts were exchanged, are inducement to report on this in the German Coastal Engineering fairly unknown group and especially on the conference in Hanstholm.

Vom 23. bis 27. Oktober 1972 traf sich eine kleine Gruppe von Wasserbauingenieuren der Nordseeanrainerstaaten zu einer Fachtagung in Dänemark. Von deutscher Seite nahmen teil: Dr.-Ing. H. GÖHREN, Dipl.-Ing. G. LUCK, Dr.-Ing. H. ROHDE, Dr.-Ing. habil. F. F. ZITSCHER. Wegen der fachlichen als auch der kooperativen Bedeutung dieser seit mehreren Jahren regelmäßig stattfindenden NSCEG-Treffen erschien es den deutschen Teilnehmern nützlich, den folgenden, gemeinsam verfaßten Bericht zu veröffentlichen.

I. Die North Sea Coastal Engineering Group (NSCEG)

Hinter diesem Titel verbirgt sich eine fruchtbare Zusammenarbeit englischer, niederländischer, dänischer und deutscher Wasserbauingenieure, die vorwiegend in der Forschung, aber auch im Seebau an der Nordseeküste tätig sind. Sie entstand – zufällig und spontan – im Jahre 1966, als sich einige Teilnehmer der *Coastal Engineering Konferenz* von Tokio zu den am Rande solcher Konferenzen üblichen Fachgesprächen zusammenfanden und feststellten, daß sie sich auf engem Raum – nämlich an der Küste der Nordsee – mit den gleichen Problemen befaßten. Die Idee eines regelmäßigen Erfahrungsaustausches, verbunden mit Studien lokaler Küstenprobleme, war geboren und wurde in den folgenden Jahren konsequent verfolgt. Jährlich traf man sich in einem der Teilnehmerländer, veranstaltete ein zweitägiges Vortragsprogramm mit aktuellen Fragen aus Küstenforschung und Seebautechnik und besuchte interessante Bauwerke oder Küstenabschnitte, an denen die Natur Anschauungsunterricht zu dem theoretischen Stoff lieferte. Deutschland beteiligte sich erstmals im Juni 1969 an dem Treffen in Wallingford (England). Es ist vor allem der Initiative des damaligen Vorsitzenden des Küstenausschusses Nord- und Ostsee, des 1972 verstorbenen Präsidenten Dr.-Ing. E. h. LORENZEN, zu verdanken, daß gleich im folgenden Jahr die Gruppe nach Deutschland eingeladen wurde. Sie traf sich im April 1970 in Wilhelmshaven, von wo es mit dem Tonnenleger „Burkowitz“ nach Wangerooge ging, dem Tagungsort und auch dem Ziel interessanter Besichtigungen.

Im Jahre 1971 waren die niederländischen Kollegen Gastgeber. Nach der zweitägigen Arbeitssitzung im wasserbaulichen Laboratorium de Voorst wurden verschiedene interessante Küstenpunkte zwischen Hoek van Holland und dem Brouwershavenschen Gat, dem erst kurz vorher abgedämmten Deltaarm zwischen den Inseln Goeree und Schouwen, besichtigt. Den Abschluß bildete eine Befliegung der Küste zwischen Ijmuiden – der Mün-

dung des Amsterdamer Seekanals – und dem Haringvlietsperrwerk. Wie bei den früheren Tagungen, standen auch bei dieser nicht so sehr die Baukonstruktionen im Vordergrund, sondern die örtlichen küstendynamischen Probleme.

Folgendes zeichnet die NSCEG-Treffen besonders aus: Es ist ein kleiner Kreis von 15 bis 20 Teilnehmern. Die ausländischen Mitglieder kommen aus der HYDRAULICS RESEARCH STATION WALLINGFORD (England), dem RIJKSWATERSTAAT, dem WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM DE VOORST und der TECHNISCHEN HOGESCHOOL Delft (Niederlande) sowie dem DANISH HYDRAULIC INSTITUTE und dem VANDBYGNINGSVAESENET DIREKTORATET (Dänemark). Die annähernd gleiche und begrenzte Teilnehmerschaft wurde von den ausländischen Fachkollegen bereits vor der deutschen Beteiligung eingehalten und wird in einer stillschweigenden Übereinkunft als wesentliche Form der NSCEG gepflegt. Die Gruppe hat im übrigen weder eine Satzung noch eine Geschäftsordnung, sondern die Treffen werden auf Grund einer Initiative des gastgebenden Landes gestaltet. Ihr Wert liegt im fachlichen Erfahrungsaustausch über die engen Landesgrenzen hinweg und in der aktuellen Information über neue Forschungsvorhaben und -ergebnisse beim „Nachbarn am gleichen Gewässer“, der Nordsee.

Die für den Herbst 1973 vorgesehene Tagung soll an der südenglischen Küste stattfinden.

II. Besichtigungen in Lyngby/Kopenhagen und Hanstholm (23. und 24. 10. 1972)

Zu ihrer Tagung im Oktober 1972 war die *North Sea Coastal Engineering Group* nach Dänemark eingeladen worden. Sie traf sich am 23. Oktober 1972 zu einer Besichtigung des Danish Hydraulic Institute in Lyngby bei Kopenhagen. Dieses Institut wurde ursprünglich nur für eine begrenzte Zeit eingerichtet und diente zunächst ausschließlich dem Betrieb des Hafenmodells Hanstholm (1958 bis 1969). Inzwischen ist es jedoch zu einer festen Einrichtung mit überörtlichen Aufgabenstellungen geworden und ist beratend in Forschung und Planung tätig (Häfen, Seebau, Küstenschutz und in neuerer Zeit auch Umweltprobleme in Ästuarien). Es wurden Projekte in Nord- und Südamerika, in Afrika, im Fernen Osten und auch in den anderen skandinavischen Ländern bearbeitet. Das Institut ist sowohl für Behörden und öffentliche Einrichtungen als auch für private Auftraggeber tätig. Der wissenschaftliche und technische Mitarbeiterstab umfaßt z. Z. etwa 20 Personen.

Da die eigentliche Tagung der NSCEG in Hanstholm stattfinden sollte und somit auch eine Besichtigung des neuen Hafens vorgesehen war, bildete die Einführung in ältere und neuere Modelluntersuchungen zu diesem Vorhaben eine gute Vorbereitung der Besichtigung. Der Hafen Hanstholm liegt an der Westküste Jütlands an einer Stelle, wo die Küste beinahe im rechten Winkel nach Osten einschwenkt (Abb. 1). Da somit der Seegang aus den westlichen und nördlichen Quadranten ungehindert in das Seegebiet von Hanstholm eintreten kann, ist Hanstholm besonders exponiert. Es treten Wellenhöhen bis zu 8 m auf. Der mittlere Tidehub beträgt nur rund 0,3 m. Die Sandbewegung wird im hafennahen Küstenbereich auf 700 000 m³/Jahr geschätzt. Der Bereich Hanstholm wurde zur Anlage eines neuen Hafens gewählt, weil infolge konvergierender, seewärts versetzender Ströme auch der Sand seewärts verfrachtet wird.

Hierdurch ist gewährleistet, daß größere Versandungen im Hafen nicht zu befürchten sind. In der ursprünglichen Planung war ein kombinierter Fischerei- und Handels-hafen vorgesehen. Tatsächlich ist der Güterverkehr jedoch nach bisherigen Erfahrun-

gen so gering, daß neuerdings Überlegungen angestellt werden, auch den für den Güterumschlag vorgesehenen Hafenteil zum Fischereihafen für größere Schiffe bis zu 1000 tdw umzugestalten. Die Baukosten betragen rund 15 Mio. US-Dollar.

Da der Hafen außerordentlich seegangsempfindlich ist, werden seit September 1972 neue Untersuchungen ausgeführt, um die Liegemöglichkeiten für Schiffe zu verbessern. Das Modell ist im Maßstab 1 : 40 hergestellt. Es werden hierbei erstmals in einem dänischen

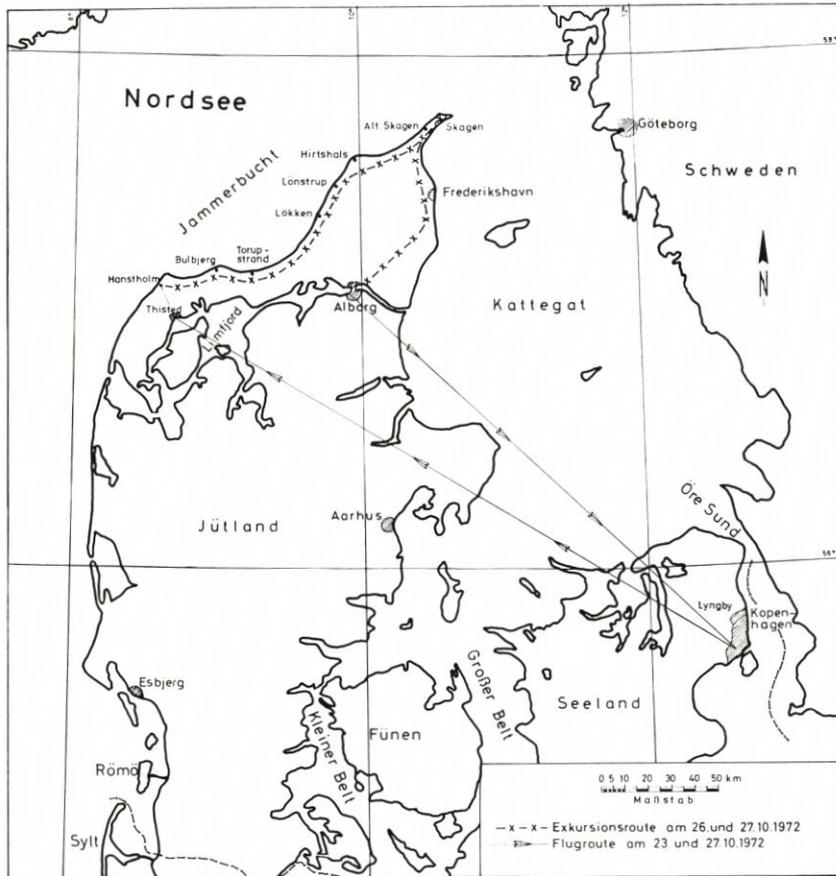


Abb. 1. Übersichtskarte von Dänemark

Institut Wellenmessungen aus der Natur in das Modell eingesteuert. Der hierzu erforderliche Wellengenerator wurde 1972 ebenfalls im Institut entwickelt und ist eine wesentliche Verbesserung für solche Modellversuche, in welchen auch Resonanzwirkungen zu untersuchen sind (4). Abbildung 2 zeigt das Hafenmodell Hanstholm, Abbildung 3 den Wellengenerator. Auf Abbildung 2 ist im Hintergrund ein Modellschiff zu erkennen. Ein weiterer Fortschritt konnte durch den Einsatz von Klein-Computern erzielt werden, die Datenanalysen von Wellen sowie von Bootsfinder- und Ankerbeanspruchung auf Schiffsmodellen vornehmen. Die Schwingungsvorgänge, die beim Betrieb des Modells im Hafen auftraten,

erreichten beträchtliche Ausmaße. Die Versuche waren zur Zeit der Besichtigung noch nicht so weit gediehen, daß bereits über endgültige Vorstellungen zur Abwehr dieser Erscheinungen berichtet werden konnte.

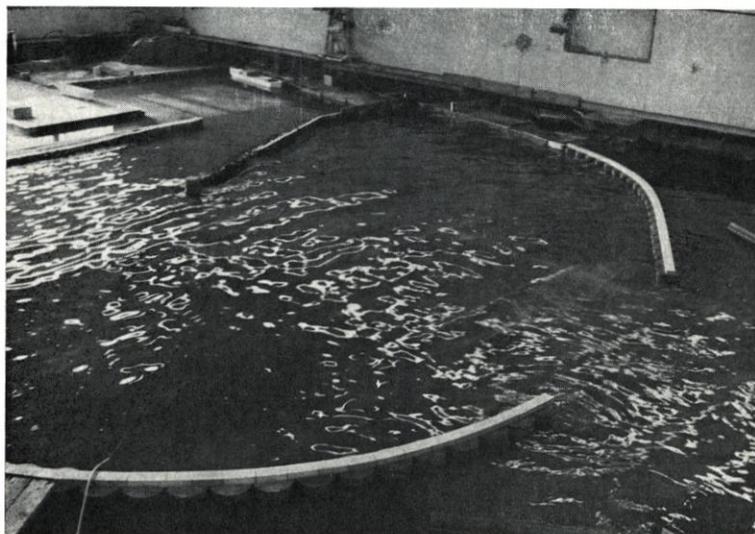


Abb. 2. Modell des Hafens Hanstholm

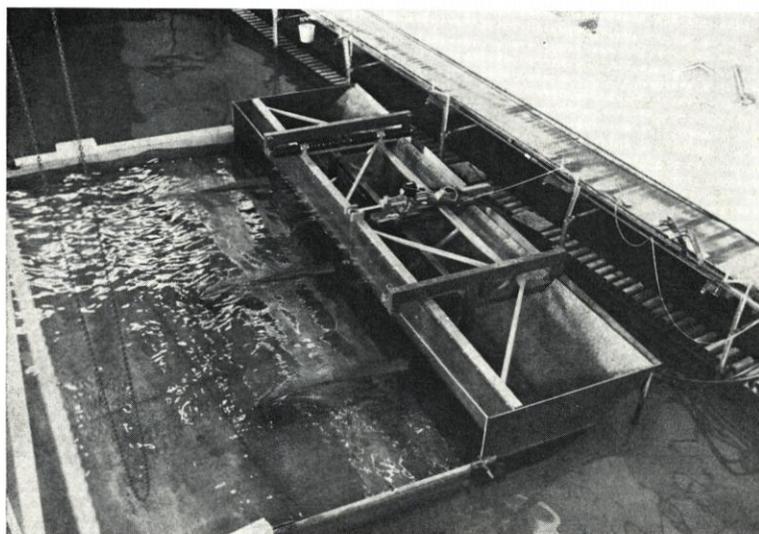


Abb. 3. Wellengenerator für das Modell des Hafens Hanstholm

Nach der Besichtigung des Hanstholm-Modells wurde noch das Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering der Technischen Universität von Dänemark besucht. Das Institut befindet sich seit September 1971 in seinen neuen Räumen in Lyngby und ist sehr modern eingerichtet. Während der Besichtigung liefen Versuche, in welchen die Be-

wegungen (horizontal, vertikal, Neigung) von Pontons (Maßstab 1 : 20) bei normalem Seegang verschiedener Perioden und Höhen untersucht werden. Die Wellen wurden vor und hinter den Pontons gemessen. Diese Versuche sind von Bedeutung für Jacht- und Motorboothäfen. In einem anderen Modell wurde die Beanspruchung zylindrischer Senkkästen, wie sie in Hanstholm verwandt wurden, im Seegang gemessen. Die gemessenen Daten wurden statistisch analysiert. Sehr eindrucksvoll war ein an Wellenmodellen gedrehter Lehrfilm, der die Entwicklung verschiedener Brechertypen hinter Glas in Zeitlupe zeigt (1).

Im Anschluß an die Modellbesichtigungen wurde die Tagung in Hanstholm fortgeführt. Da der 24. Oktober mit Windstärken bis 10 Bft außerordentlich stürmisch war, konnten die vorher im Modell simulierten Erscheinungen jetzt in der Natur beobachtet werden. Das Wasser im Hafen war infolge des Seeganges sehr unruhig und die den Hafen umgebenden Mauern sowie die vor der Hafeneinfahrt flankierend angeordneten Wellenbrecher waren voll beansprucht.

Der Hafen verfügt über fünf Becken mit Tiefen zwischen rund 8 und 4 m unter MSPtnw. Die Hafenzufahrt ist im Bereich der Wellenbrecher 9,4 m und in der Einfahrt 8,4 m tief. In die Hafenumauerungen sind Auslässe für die Schlickbeseitigung eingebaut. Die Umschlags-, Lager- und Verkehrsanlagen sind landseitig angeordnet und dem Alter des Hafens entsprechend sehr modern. Nachteilig ist – wie erwähnt – die starke Seegangsempfindlichkeit. Die zum Schutz der Hafenzufahrt angeordneten Wellenbrecher bestehen aus dicht aneinandergesetzten zylindrischen Caissons, die eigens für Hanstholm entwickelt wurden. Anlaß für diese Neuentwicklung waren die örtlichen Untergrundverhältnisse, die einer Ramm- oder Spülbauweise entgegenstanden und die Tiefen- sowie Seegangsverhältnisse, die eine Schüttbauweise nicht sinnvoll und wirtschaftlich erscheinen ließen. Einzelheiten der Entwicklung sind in (2) enthalten.

Insgesamt wurde der Eindruck gewonnen, daß die laufende Überprüfung der Wirkung der Bauwerke in der Natur wie im Modell von der Planung bis zur Fertigstellung des Hafens im Endergebnis zu optimalen Lösungen geführt hat.

III. Vortragsveranstaltung in Hanstholm (24. u. 25. 10. 1972)

Den Kern der Tagung der NSCEG bildete die zweitägige Vortragsveranstaltung in Hanstholm. Von fast allen Teilnehmern wurde jeweils ein kurzes Referat gehalten, das anschließend diskutiert wurde. Als Gäste nahmen 2 norwegische Wissenschaftler an der Vortragsveranstaltung und an der folgenden Exkursion teil.

Während ein Teil der Fachvorträge vorwiegend theoretischer Natur war, behandelten andere praxisnahe Themen, wobei die hierüber Vortragenden ihre Erfahrungen auch aus der Sicht theoretischer Überlegungen abhandelten. Neben der straffen Form der eigentlichen Arbeitstagung war es angenehm, auch in persönlichen Gesprächen mit einem Teil der Anwesenden interessierenden Fragen nachzugehen oder sich auch an Gesprächen kleinerer Gruppen zu beteiligen, die die Tagesthemen weiter vertieften.

Im folgenden soll über die Vorträge kurz berichtet werden. Die Beiträge der vier deutschen Teilnehmer

1. Strombeobachtungen an Langzeit-Meßstationen (GÖHREN)
2. Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstofftransport in einem Tidefluß (ROHDE)
3. Erfahrungen mit Deichschlußverfahren beim Seedeichbau (ZITSCHER)
4. Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney über die Dünenabbrüche auf der ostfriesischen Insel Langeoog (LUCK)

Von den übrigen Teilnehmern der NSCEG wurden die folgenden Themen behandelt:

1. Mathematical models and their applications to the North Sea (ABBOTT, Danish Hydraulic Inst.)
Beim dänischen hydraulischen Institut sind mathematische Modelle entwickelt worden, die es gestatten, die hydrologischen Prozesse in begrenzten Meeren wie z. B. der Nordsee durchzurechnen. Die Anwendung ermöglicht, aus bekannten meteorologischen und topografischen Daten Wasserstände und Strömungen in einem engen Gitternetz zu ermitteln. In diesem Rahmen wurde bereits ein neues Nordseemodell entwickelt. Interessant war der Hinweis auf ein übergeordnetes Computerprogramm, das hydrodynamische Modelle bei Vorgabe der Randbedingungen produziert, also die recht zeitraubende Programmentwicklung für den Einzelfall ersetzt.
2. Water movement in coastal profiles (HULSBERGEN, Waterloopkundig Laboratorium, de Voorst, Niederlande)
Die vorgetragenen Aussagen über welleninduzierte Strömungsverhältnisse in der Brandungszone stützen sich auf Versuche im hydraulischen Modell. Die Versuche waren veranlaßt durch bisher nicht geklärte Erscheinungen, bei welchen die Strandprofile in der Natur häufig flacher sind als unter vergleichbaren Bedingungen im Modell. Durch Untersuchung aller an der morphologischen Gestaltung von Strandprofilen beteiligten Parameter gelang es, einige signifikante Trends herauszuarbeiten.
3. The shearstress and the velocity pattern in oscillatory flow (BAKKER, Rijkswaterstaat, Niederlande)
Die Ausführungen bauten auf früheren Arbeiten BAKKERS auf. Es wurde untersucht, welche Scherspannungen im Grenzbereich Wasser/Boden erforderlich sind, um Sandbewegungen hervorzurufen. Die mathematisch formulierten Zusammenhänge gründen auf der Annahme eines definierbaren Geschwindigkeitsgradienten über der bewegten Sohle. In den entwickelten Beziehungen wurden alle am Transportgeschehen beteiligten Parameter zusammengefaßt und in ihrer Bedeutung für die Vorgänge interpretiert.
4. Effect of permeable pile screens on coastal currents (HULSBERGEN)
Es wurde ein Überblick über den Einfluß von „Pfahlzäunen“ auf strandnahe Strömungen gegeben. Neuere Erfahrungen in Holland haben gezeigt, daß durchlässige Buhnen aus einer Reihe von Pfählen mit verschiedenen breiten Zwischenräumen auf die in ihrem Wirkungsbereich verlaufenden gezeiten- und welleninduzierten Strömungen verzögernd einwirken. Allerdings ist der Einsatz solcher Bauwerke offenbar nur dort nützlich, wo bestimmte Randbedingungen erfüllt sind. Nach der sehr günstigen Entwicklung eines Pfahlbuhnen systems bei Walcheren, über das EDELMANN bereits 1971 berichtet hat, werden zur Zeit Modellversuche ausgeführt, in welchen geklärt werden soll, unter welchen Randbedingungen der Einsatz durchlässiger Buhnen sinnvoll ist. Erste Ergebnisse wurden vorgetragen.
5. Suspended load measurements in the sea (KIRKEGAARD JENSEN, Danish Hydraulic Institute)
Der Vortrag gab einen Einblick in Suspensionsmessungen, die im Zusammenhang mit einem Untersuchungsvorhaben zu Seeverkehrsplanungen in Pakistan vom Danish Hydraulic Institute ausgeführt worden sind. Auf der Basis der Messungen wurden Voraussagen über Verschlickung einer gebaggerten Schiffahrtsrinne getroffen.

6. A program of measurement in the surf zone near Egmond, North Holland (BAKKER)

In der Nähe von Egmond sind interessante Ergebnisse mit einem Programm zur Synchronmessung von Wellenhöhen, Wellenformen, der Brandungsströmung und dem Schwebstoffgehalt erzielt worden. Durch dieses Programm sollen die vom Vortragenden entwickelten theoretischen Ansätze geprüft werden.

7. Plan shapes of beaches. Effect of beach groynes (PRICE, Hydraulics Research Station, Wallingford, England)

Der erste Teil des Vortrages behandelte im wesentlichen das Problem, Erosionsstrände durch Vorspülungen zu sichern. (Dieser „aktive Küstenschutz“ wird in zunehmendem Umfang auch an der deutschen Nord- und Ostseeküste geplant und ausgeführt.) Über Methoden und Erfahrungen wurde am Beispiel einer Strandvorspülung in der Bournemouth Bay berichtet. In einem durch starke Erosion gefährdeten Strandabschnitt wurde der Hopperbagger „Transmundum“ eingesetzt, der Material in 5 m Wassertiefe vor dem Strand verklappte. Ein kleinerer Grundsauger nahm einen Teil des verklappten Sandes noch einmal auf und verspülte ihn auf dem nassen Strand. Nach Kontrollmessungen sind rund 50 % des verklappten Materials am Strand abgelagert worden und haben zur gewünschten Verbreiterung und Aufhöhung geführt.

Im zweiten Teil ging PRICE auf Erfahrungen mit Strandbuhnen ein. Obgleich sich allgemein die Erkenntnis durchgesetzt hat, daß starke Stranderosion durch den Bau von Buhnen nicht aufzuhalten ist, werden in Einzelfällen immer wieder gute Erfahrungen gemacht. Zwei lange Buhnen nach der Bauweise „Makepeace Wood“ (die bei uns kaum bekannt ist) haben am Strand der Bournemouth Bay nach vorgelegten Fotos und Vermessungen zu einer überraschend starken Regeneration des Strandes geführt. Die gefürchtete „Lee-Erosion“ trat nicht auf. Die Buhnen bestehen aus einer Doppelreihe von Betonpfählen mit seewärts zunehmender Durchlässigkeit. Die Pfahlreihen sind in einer Art Querverzimmerung durch vorgefertigte Betonsäulen miteinander verbunden und durch Platten abgedeckt.

8. Investigations for coastal protections with concrete mats. Investigations with artificial seaweed (VINJÉ, Waterloopkundig Laboratorium de Voorst, Niederlande)

Der erste Bericht informierte über die Eignung von Betonmatten für den Strand- und Dünschutz. Die Untersuchungen haben besonders an Interesse gewonnen, seitdem auf der Insel Borkum erhebliche Schäden an einem solchen Deckwerk entstanden sind. Es handelt sich um ein Kunststoffgewebe, auf das Betonsteine geklebt sind. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß Böschungsneigung, Maschenweite der Gewebe, Fugenabstand der Steine sowie deren Gewicht und Form zur Kornverteilung des örtlich vorhandenen Materials und zu den wirkenden Kräften in einem bestimmten Verhältnis stehen müssen.

Der zweite Teil des Vortrages behandelte Laboruntersuchungen mit künstlichem Seegrass (artificial seaweed). Nach dem gegenwärtigen Stand der in Holland sehr systematisch betriebenen Entwicklung wird das Seegrass am besten in Reihen quer zur Hauptstromrichtung ausgelegt. Bei den Laborexperimenten wurden Reihenabstand, Länge und Dichte der Kunststoffasern, Wassertiefe und Strömungsgeschwindigkeiten variiert. Gemessen wurden insbesondere die Einflüsse auf das Geschwindigkeitsprofil, Maßstabeffekte und – in einer besonderen Versuchsreihe mit beweglicher Sohle – Erosions- und Sedimentationsvorgänge.

9. Results obtained with artificial seaweed at the coast of Texel (EDELMAN, Rijkswaterstaat, Niederlande)

Es wurde über Ergebnisse berichtet, die über den Einsatz von künstlichem See gras an der Küste von Texel vorliegen. Danach hat sich der Einsatz an dieser Stelle als außerordentlich günstig erwiesen. Über das gleiche Thema hat EDELMAN bereits 1971 berichtet. Es wurden einige verfahrenstechnische Neuerungen dargestellt. See grasfelder, in einer tiefen Watrinne bei Texel ausgebracht, ergaben Sedimentablagerungen von 0,6 m innerhalb weniger Wochen. Während früher jährlich große Summen zum Festlegen des Unterwasserstrandes gegen die starke Gatströmung im Südwesten der Insel erforderlich waren, hat das See gras ein Sandpolster festgelegt, das es zunächst erübrigt, irgendwelche weiteren Maßnahmen zu treffen. So geartete Erfolge haben allerdings Randbedingungen zur Voraussetzung, die nicht überall gegeben sind.

10. Zum Schluß berichtete Prof. BIJKER, Delft, über Schutzmaßnahmen mit strandparallelen, intervallartig angeordneten Wellenbrechern an einem Strand in Israel. Während der Strand, an dem eine hohe küstenparallele Sandbewegung durch die Brandungsströmung vorhanden ist, vorher stark in Abbruch lag, haben die Maßnahmen eine erhebliche Sandzunahme bewirkt. Die Abstände der einzelnen Bauwerke untereinander und zur Küste wurden so festgelegt, daß sich Sandzungen im Lee jedes Wellenbrechers bis zur Küste ausbildeten (Tombolowirkung). Die Tombolowirkung kann nur an Stränden ohne oder mit nur geringem Tidehub erwartet werden.

IV. Exkursion in Nord-Jütland (26. und 27. Okt. 1972)

Die Gesamtlänge der dänischen Küsten beträgt etwa 7500 km (3). Diese Küsten weisen die verschiedensten Formen auf und stellen die unterschiedlichsten Probleme. Nur der kleinste Teil der dänischen Küste liegt an der Nordsee. Der mittlere Springtidehub nimmt vom Lister Tief von etwa 1,90 m bis auf Null bei Skagen ab (Esbjerg 1,40 m, Thyborön 0,60 m, Hanstholm 0,30 m).

Bei der großen Länge der dänischen Küsten konnte sich eine zweitägige Exkursion natürlich nur auf einen kleinen Küstenabschnitt beschränken. Dabei lag es nahe, in erster Linie einen Abschnitt an der Nordsee zu wählen, und zwar zwischen Hanstholm und Skagen. Dieser Abschnitt ist außerordentlich abwechslungsreich, und es stellen sich dem Küsteningenieur hier die verschiedensten Probleme.

Die Exkursionsroute ist auf Abbildung 1 eingetragen. Die Fahrt ging zunächst von Hanstholm nach Bulbjerg. Hier wird die Küste durch ein hohes Kliff aus Kreide gebildet, dem ein schmaler Strand aus grobsandigem, kiesigem Material vorgelagert ist. Die oberen Bodenschichten Jütlands bestehen aus pleistozänen (eiszeitlichen) Ablagerungen. Im Norden, etwa nördlich der Linie von der westlichen Limfjordmündung nach Aarhus, überlagern diese die obere Kreide (Semon und Danium) (3) (5). Von der Höhe des Kliffs bei Bulbjerg hat man einen ausgezeichneten Überblick über die Küste. Etwa 100 m vor dem Kliff ragt ein einzelner Kalkfelsen, der Skarrelit, aus der Brandung, ein Wahrzeichen dieses landschaftlich besonders schönen Küstenstriches. Das Kliff ist unten von der Brandung angegriffen und ausgehöhlt, es hängt über und liegt im Abbruch.

Etwas östlich von Bulbjerg konnte eine Kiesgewinnung größten Stils besichtigt werden. Guter Betonkies ist ein wertvoller Bodenschatz Westjütlands und ein begehrter Ausfuhrartikel. Nach der letzten Vereisung, der Weichseiszeit, kam es zu einer Transgression des Meeres. Vor den im Zuge dieser Transgression sich ständig neu bildenden Küstenlinien

des Litorinameeres bildeten sich Riffe und Strandwälle aus gut sortierten und sauberen Kiesen. Diese von jüngeren holozänen Ablagerungen überlagerten Lagerstätten werden heute sowohl vor als auch hinter der derzeitigen Küstenlinie im Naßbaggerbetrieb abgebaut (5). Der Abbau begünstigt stellenweise die natürliche Erosion erheblich. Der Vorstrand wird steiler, und es kommt zu Einbrüchen des Meeres in die Küstenlinie. Aus diesem Grunde ist die Kiesgewinnung in unmittelbarer Küstennähe seit kurzem auf gesetzlichem Wege stark eingeschränkt worden.



Abb. 4. Nordspitze der Halbinsel Jütland

In Torupstrand sind einige Fischkutter beheimatet. Hier ist kein Hafen angelegt, sondern die Kutter werden mit Hilfe einer sinnvollen Drahtseilführung mit Winden auf den flachen Strand gezogen. Dieses Verfahren war in früheren Zeiten, vor dem Bau der großen Häfen, an der Westküste allgemein üblich.

Die Westküste zwischen Bulbjerg und Skagen besteht vorwiegend aus flachem Sandstrand, hinter dem sich oft hohe Dünenketten befinden. An manchen Strandstrecken herrscht Akkumulation vor, wie z. B. an dem breiten Strand von Lökken. Andere große Strandstrecken befinden sich im Rückgang. Dort, wo unmittelbar hinter den in Abbruch befindlichen Stränden Ortschaften oder Sommerhaussiedlungen liegen, wird versucht, den Strand zu schützen und den Abbruch aufzuhalten. So ist bei Lönstrup südlich der Zufahrt zum Strand ein schweres Deckwerk aus Findlingen zum Schutz des Dünenfußes gebaut worden. Nördlich der Strandzufahrt schließen sich einige Buhnen aus Pfählen und sandgefüllten Kunststoffschläuchen an. Am Ende beider Sicherungsstrecken macht sich eine starke Lee-Erosion bemerkbar. Eine gute Schutzwirkung hat eine größere Gruppe von Buhnen in Findlingsbauweise am Strand von Alt-Skagen gehabt, die seit mehr als 10 Jahren den Strandrückgang verhindert. Nördlich davon ist eine starke Lee-Erosion zu beobachten. Ein besonders interessanter Punkt ist die schmale, flache Strandzunge der Nordspitze Jütlands bei Greenen, nördlich von Skagen, die die Nordsee vom Kattegat trennt. Sie baut sich zur Zeit um 30 bis 40 m im Jahr vor, während an den Flanken ein Rückgang der Küstenlinie von 1 bis 2 m im Jahr festzustellen ist. Abbildung 4 zeigt die Spitze dieser „Kap Skagen“ genannten Strandzunge.

Besonders stark im Rückgang befindet sich die Strandstrecke zwischen dem Hafen Skagen und der Nordspitze der Halbinsel Jütland. Offenbar ist durch die Molenbauten für die im Bau befindliche großzügige Erweiterung des Fischereihafens Skagen der nach Norden gerichtete Sandtransport an diesem Küstenabschnitt unterbunden worden, so daß



Abb. 5. Leuchtturm Skagen, Uferabbruch und Buhnen



Abb. 6. Buhnenstrecke südl. des Leuchtturms Skagen

es zu einer verstärkten Erosion kam. Unmittelbar südlich des 1858 gebauten Leuchtturms Skagen (Abb. 5) entstand ein starker Einbruch in die Küstenlinie, wodurch der Bestand des Leuchtturms und der dazugehörigen Gehöfte gefährdet war. Zur Sicherung dieses Abschnittes wurde vor kurzem eine Reihe von T-förmigen Strandbuhnen gebaut (Abb. 5

und 6). Auf Abbildung 6 (Blick nach Süden) ist deutlich der Strandrückgang an diesem Abschnitt zu sehen. Im Hintergrund ist zu erkennen, daß eine umfangreiche, inzwischen scharliegende Bunkeranlage aus dem 2. Weltkrieg den Strand- und Dünenrückgang aufgehalten hat. Infolge der geringeren Sandzufuhr an der Ostküste ist seit einiger Zeit ein Umschwenken der Strandzunge des „Kap Skagen“ nach Osten zu beobachten.

Bei der Exkursion wurden die drei staatseigenen Häfen Hirtshals, Skagen und Frederikshavn besichtigt. Hirtshals, ein Molenhafen wie Hanstholm, ist in dieser Form zwischen 1919 und 1930 ausgebaut worden. Umfangreiche Hafenerweiterungen wurden erst 1970 abgeschlossen. Hirtshals ist in erster Linie Fischereihafen. Die Anlandung betrug 1971 269 000 t und lag damit hinter Esbjerg und Skagen an 3. Stelle. Von hier verkehren aber auch Fährschiffe nach Norwegen. Zum besseren Schutz der Hafeneinfahrt gegen Wellen aus westlichen Richtungen wird zur Zeit die westliche Hafenmole durch eine weitere Stichmole verlängert. Der dammförmige Molenkörper aus schweren Findlingen wird mit Dolos-Betonformkörpern abgedeckt. Wie schon erwähnt, ist eine großzügige Erweiterung des Fischereihafens Skagen nach Nordosten im Bau, die 1975 abgeschlossen sein soll. Es ist auffallend, in welchem Maße Dänemark in den letzten Jahren seine Fischereihafenkapazität ausbaut. Mit der Anlage des Hafens Skagen wurde Anfang dieses Jahrhunderts begonnen. Wegen der ständigen Zunahme der Fischanlandungen sind seit der Inbetriebnahme im Jahre 1907 mehrere Hafenerweiterungen notwendig gewesen. Die Anlandung betrug 1971 273 000 t.

Frederikshavn ist der älteste der nordjütländischen Häfen, er wurde schon 1805 zunächst als militärischer Stützpunkt angelegt. Der Hafen, der im Laufe der Zeit mehrfach erweitert worden ist, bekam Bedeutung als Schutzhafen, Fischereihafen und schließlich in zunehmendem Maße als Fährhafen. In den 50er Jahren wurden in einem großzügigen Ausbau Verkehrshafen und Fischereihafen voneinander getrennt. Als Fischereihafen hat Frederikshavn gegenüber den zu den Fanggebieten günstiger gelegenen Häfen Skagen und Hirtshals eine geringere Bedeutung. Seine Hauptbedeutung hat der Hafen heute als Fährhafen für den Roll-on-Roll-off-Verkehr. Es verkehren von hier mehrere Fährlinien nach Schweden und Norwegen und nach den kleineren dänischen Inseln im Kattegat. 1971 betrug der Fährverkehr 210 000 Pkw und über 2 Mio. Personen, der Roll-on-Roll-off-Verkehr – vorwiegend mit Containern – 800 000 t. Eine Erweiterung der Fährhafenanlagen ist geplant.

Mit Abschluß dieser vorzüglich organisierten Exkursion, die einen guten Überblick von den Küstenproblemen Dänemarks gab, endete die Zusammenkunft der NSCEG 1972.

Schriftenverzeichnis

1. KJELDSSEN, S. P.; OLSEN, G. B.: Breaking Waves (Film). Part of M.Sc.Thesis. Coastal Eng.Lab., Techn. Univ. of Denmark, 1968.
2. LUNDGREN, H.: A new Type of Breakwater for Exposed positions. The Dock and Harbour Authority, November 1962.
3. MADSEN, V.: Übersicht über die Geologie von Dänemark, Kopenhagen 1928.
4. SÖRENSEN, T.: Model testing with irregular waves. The Dock and Harbour Authority, Mai 1973.
5. WIENBERG-RASMUSSEN, H.: Denmarks Geologie, Gjellerup 1966.

Bildnachweis

Abb. 2 und 3: Danish Hydraulic Institute, Lyngby/Kopenhagen.
Abb. 4-6: Dr.-Ing. Rohde, Halstenbek.

Strombeobachtungen an Langzeit-Meßstationen im Watt

Von Harald Göhren

Inhalt

1. Vorbemerkungen	12
2. Ziel des Meßprogramms	12
3. Methodik und Datenaufbereitung	14
4. Einfluß des Windes auf die Strömungen im Watt	17
4.1 Einfluß auf die Stromgeschwindigkeiten	17
4.2 Einfluß auf die Stromrichtungen	19
4.3 Einbeziehung der Windstatistik	19
5. Zusammenfassung	25
6. Schriftenverzeichnis	26

Summary

Currents in tidal flats are generated by tidal motion and wind shear stress on the water surface. On the higher parts of a tidal flat the influence of tidal currents is comparatively small, and sand transport is mainly caused by wave action and drift currents.

Current measurements over two years have been carried out at three stations in the "Neuwerker Watt", an extended tidal flat in the Elbe Estuary. The results obtained so far indicate that a remarkable wind influence on current directions begins at a wind velocity over 4 Bft. With increasing wind the current direction spectra become smaller and tend to approach to the wind direction. Deviations are caused by local topographic conditions.

Current velocities increase when wind velocities exceed 6 Bft. The wind influence on current velocities is important if coastwards directed winds dominate.

Data have been evaluated together with a long-term wind statistics. As a result series of current direction distributions are obtained, demonstrating that wind-induced drift currents (in connection with wave action) are predominant forces for sand transport in tidal flats.

1. Vorbemerkungen

Zu einem Treffen der „North Sea Coastal Engineering Group“ im Oktober 1972 in Dänemark, über das an anderer Stelle im vorliegenden Heft berichtet wird, wurde vom Verfasser ein Vortrag unter dem Titel „Long-term current observations in a tidal flat“ gehalten. Dieses Vortragsthema wird im folgenden Beitrag mit einigen notwendigen Änderungen und Ergänzungen behandelt.

2. Ziel des Meßprogramms

Die Strömungsverhältnisse im flachen, schelfartigen Wattenmeer der Nordseeküste werden durch die Gezeitenbewegung und durch den Windeinfluß geprägt. Lange Zeit hat man den Gezeiten die wesentliche Bedeutung für den Materialtransport und die morphologische Prägung des Wattreliefs beigemessen, wohl nicht zuletzt deswegen, weil

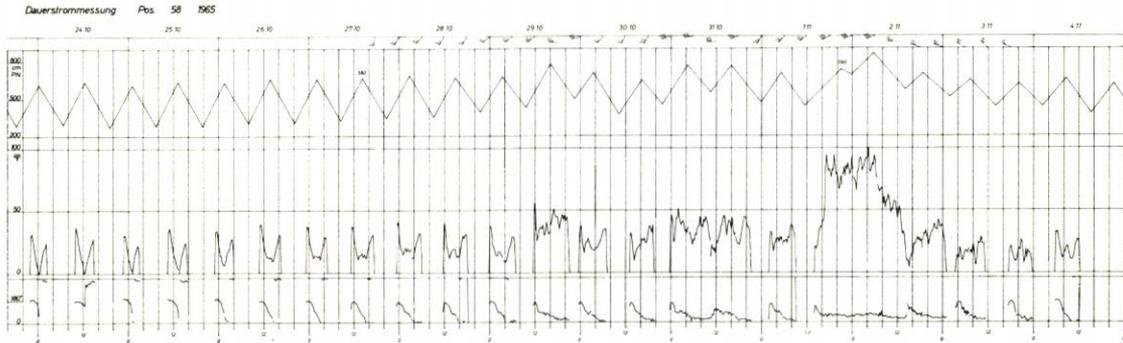


Abb. 1. Ergebnis einer 14tägigen Dauerstrommessung auf dem Neuwerker Watt mit Sturmflut vom 1./2. 11. 1965 (Thw am 2. 11. 1965 in Cuxhaven PN + 876 cm; MThw in Cuxhaven PN + 640 cm)

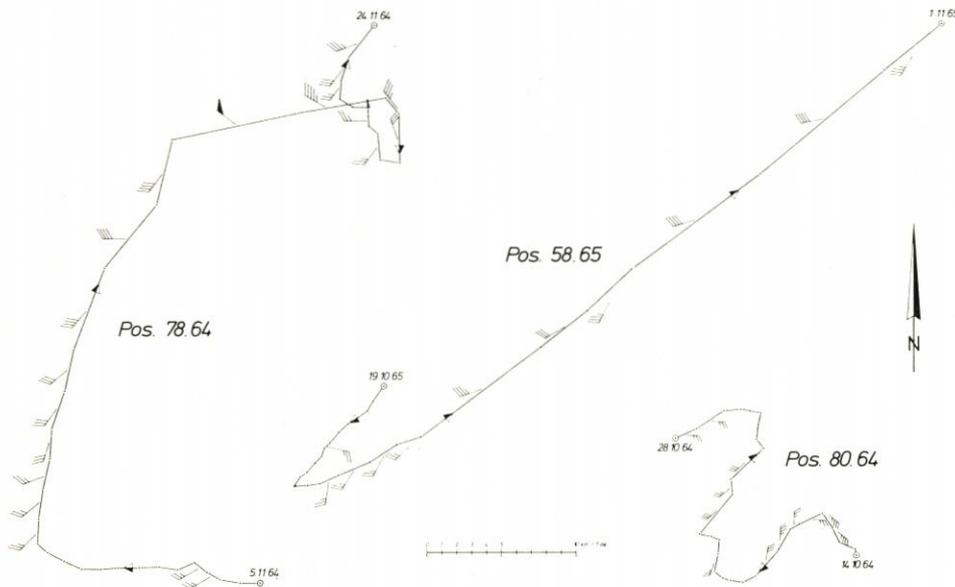


Abb. 2. Vektorenzüge (Reststrom) für 3 Meßstationen auf dem Neuwerker Watt mit Windangaben für die Zeit des Thw (nur für Windstärken > 4 Bft)

über die Gezeitenströmungen Messungen und Beobachtungen vorlagen, während man über die bei stürmischen Wetterlagen auftretenden Strömungen kaum etwas wußte. Dies änderte sich erst, als es gelang, spezielle Strömungsmessgeräte für das Watt zu entwickeln (2, 3, 5, 11). Inzwischen sind im gesamten Wattengürtel zwischen Borkum und Sylt zahlreiche Wattdauerstrommessungen ausgeführt worden, und zwar in der Regel 14tägige Meßserien (14). Die nach und nach veröffentlichten Ergebnisse zeigen, daß auf den hohen prielfernen Wattflächen die Gezeitenstromgeschwindigkeiten nur sehr gering sind – sie erreichen selten mehr als 30 bis 40 cm/s und liegen häufig unterhalb der Grenzgeschwindigkeit des Sandtransportes. Unter Starkwindeinfluß wurden hingegen merkliche Veränderungen in den Strömungen beobachtet, Richtungsänderungen und insbesondere auch Geschwindigkeitszunahmen.

Der Verfasser hat aus dem umfangreichen Datenmaterial mehrjähriger Strömungsmessungen im Neuwerker Watt die winderzeugten Strömungen, die nachfolgend als Triftströmungen bezeichnet werden, besonders untersucht (4, 5). Die Untersuchungsergebnisse, aus denen in Abbildung 1 und Abbildung 2 zwei besonders anschauliche Beispiele dargestellt sind, führen zu der Erkenntnis, daß die durch Windschubspannung und Windstaugefälle erzeugten Triftströmungen im Watt für den großräumigen Sandtransport und damit für die Küstenmorphologie einen bedeutenden, wenn nicht den entscheidenden Anteil haben. Hierbei ist die transporterhöhende Wirkung des im flachen Watt bis an die Sohle wirksamen Seegangs mit zu berücksichtigen.

Aus dieser Erkenntnis folgt nun aber, daß bei einem Forschungsprogramm, welches auf eine Erfassung der morphologisch wirksamen Kräfte an unserer Wattenmeerküste gerichtet ist, die traditionelle „14-Tage-Messung“ nicht mehr genügt. Sie liefert zwar ausreichende Daten zur Untersuchung der Gezeitenströmungen, jedoch selten, nur zufällig und niemals vollständig, die maßgebenden winderzeugten Strömungskomponenten. Dies würde Messungen bei allen vorkommenden Windlagen (Windrichtung, Windgeschwindigkeit, Winddauer) erfordern, eine praktisch unlösbare Aufgabe.

Um jedoch einen ersten Schritt zu tun und um insbesondere eine weitere Bestätigung für die vom Verfasser mehrfach vertretene Hypothese zu gewinnen, daß die winderzeugten Strömungen im Watt von entscheidender Bedeutung für den großräumigen Materialtransport sind, wurde im Rahmen der Arbeiten der FORSCHUNGS- UND VORARBEITENSTELLE NEUWERK ein Langzeitmeßprogramm im Neuwerker Watt durchgeführt, dessen Ergebnisse nachfolgend dargestellt werden.

3. Methodik und Datenaufbereitung

Im Frühjahr 1968 wurden an drei Stationen, die im Lageplan (Abb. 3) angegeben sind, Wattdauerstrommesser aufgestellt (Abb. 4) und – mit einer zwangsläufigen Unterbrechung im Winter 1968/69 – bis Dezember 1969 betrieben. Im Abstand von 14 Tagen mußten die Stationen aufgesucht, die Filme gewechselt und die Geräte vom Bewuchs befreit werden. Einige zeitliche Ausfälle durch Gerätestörungen waren unvermeidlich.

An den ausgewählten Stationen lagen bereits aus dem früheren Meßprogramm (5) mehrere Serien vor, die mit einbezogen wurden. Im Mittel sind an jeder Station 830 Tiden gemessen worden, die Gesamtzahl der Meßdaten beträgt rund 186 000.

Entsprechend der Zielsetzung des Programms mußte eine statistische Auswertung vorbereitet werden. Dazu wurden alle Daten auf Lochstreifen übertragen. Zu jeder Meßtide wurde die maßgebende Windrichtung und Windgeschwindigkeit ermittelt, und zwar das 3-Stunden-Mittel um die Zeit des Thw nach den Aufzeichnungen der Windmeßstation Scharhörn. Diese Winddaten – klassifiziert nach der BEAUFORT-Skala und nach 45°-Sektoren – wurden mit abgelocht. Zur statistischen Bearbeitung wurde ein spezielles Rechenprogramm geschrieben, welches Stromrichtungen und Stromgeschwindigkeiten nach Windstärken- und Windrichtungsklassen ordnete und in Häufigkeitsprozenten berechnete.

Die Berechnung zweidimensionaler Häufigkeiten, die zunächst ins Auge gefaßt war, schied aus, weil dazu auch dieses umfangreiche Datenkollektiv noch nicht ausreichend erschien.

Abbildung 5 zeigt eine vollständige Ergebnisliste für eine Station, welche alle Daten für die statistische Auswertung und graphische Darstellung enthält. Wie zu erwarten war, konnte auch in dem 2jährigen Meßzeitraum für die höheren Windgeschwindigkeiten



Abb. 3. Lageplan – Außenelbe und Neuwerker Watt mit Meßstationen

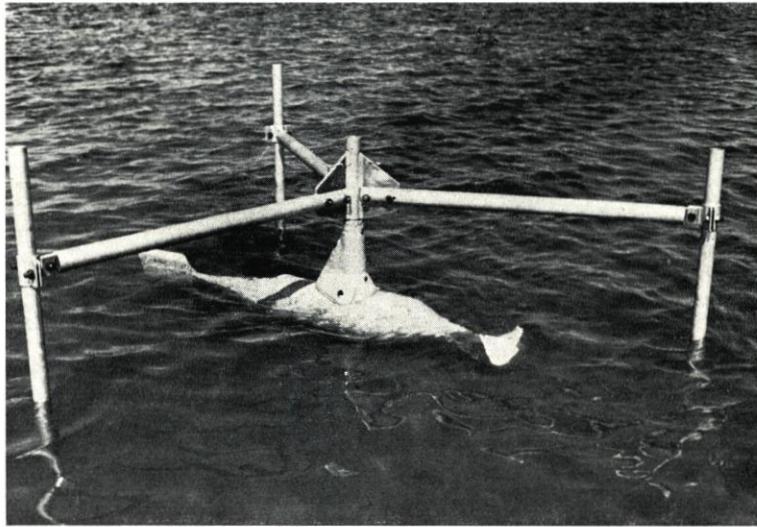


Abb. 4. Meßstation mit Wattdauerstrommeßgerät

Wind		Stromgeschwindigkeit cm/s										Stromrichtung								Tiden		
Richtung	Stärke	0-10	11-20	21-30	31-40	41-50	51-60	61-70	71-80	81-90	> 90	N	NO	O	SO	S	SW	W	NW	Anzahl der Werte	Anzahl	Dauer
N	3	40,6	39,6	15,8	2,9	0,9	0,2	-	-	-	-	20,1	6,9	1,1	2,9	24,0	24,9	10,0	10,1	1186	16	6 ¹⁰
	4	43,1	34,1	18,2	2,4	0,6	0,6	0,4	0,2	0,1	0,2	23,0	1,9	2,2	3,1	23,6	19,7	15,3	11,1	2543	34	6 ¹⁴
	5	49,3	30,2	15,4	2,1	1,0	0,8	0,4	0,5	0,1	0,2	24,7	4,2	8,6	9,1	13,0	11,5	16,9	11,9	858	11	6 ³⁰
	6	42,8	49,0	5,1	1,0	1,0	1,0	-	-	-	-	20,4	1,0	2,0	12,2	11,2	5,1	34,7	13,3	98	1	8 ¹⁰
NO	3	37,0	39,1	19,7	3,1	0,7	0,3	0,1	-	-	-	20,5	5,6	0,5	2,1	24,7	24,9	11,1	10,6	2393	32	6 ¹⁴
	4	41,8	33,4	19,0	3,4	1,3	0,5	0,3	0,2	-	0,1	23,6	0,6	-	1,7	24,9	22,8	13,6	12,8	2719	37	6 ⁰⁷
	5	40,2	31,3	16,5	4,4	1,0	1,0	0,6	0,3	0,5	4,1	17,9	0,6	0,3	0,8	11,1	31,0	24,2	14,1	774	10	6 ²⁷
	6	19,5	47,6	15,8	13,4	1,2	2,4	-	-	-	-	2,4	-	-	-	13,4	22,0	28,0	34,1	82	1	6 ⁵⁰
O	3	39,4	41,6	15,6	2,4	0,4	0,2	-	0,2	-	0,2	22,9	4,5	0,1	1,0	28,3	23,7	8,1	11,7	1069	15	5 ⁵⁶
	4	34,4	37,3	21,3	4,8	1,3	0,5	0,2	0,1	-	0,1	24,3	1,0	-	1,1	32,1	18,7	10,3	12,5	3714	51	6 ⁰⁴
	5	33,4	36,9	20,7	6,7	1,2	0,7	0,1	0,1	0,1	0,1	22,6	0,1	-	0,5	23,3	21,2	14,9	17,4	2429	35	5 ⁴⁷
	6	25,5	41,5	17,8	12,1	2,3	0,5	0,1	0,1	-	-	14,1	-	0,1	0,6	16,9	16,9	19,7	31,6	980	16	6 ⁰⁶
	7	33,3	34,5	18,0	10,8	2,7	0,3	-	-	-	0,3	9,6	-	-	0,3	12,6	15,3	15,6	46,6	333	6	4 ³⁷
SO	3	44,4	33,6	19,7	1,8	-	-	-	-	-	0,4	22,9	-	-	6,7	42,1	9,9	5,8	12,6	223	3	6 ¹¹
	4	43,3	35,7	17,1	3,2	0,5	0,1	-	-	-	-	25,2	2,0	0,5	2,3	29,5	20,3	7,2	13,0	3490	50	5 ⁴⁹
	5	38,3	34,4	22,0	3,6	1,1	0,5	-	-	-	-	24,7	2,8	-	0,4	24,6	20,3	10,1	17,1	964	14	5 ⁴⁴
	6	40,3	27,8	16,7	11,1	2,8	1,4	-	-	-	-	11,1	-	-	-	16,7	18,1	19,4	34,7	72	1	6 ⁰⁰
S	3	41,8	38,6	16,0	2,7	0,8	-	-	-	-	-	24,5	-	-	6,4	41,6	9,3	6,7	11,5	593	8	6 ¹⁰
	4	46,6	33,9	14,9	3,5	0,7	0,2	0,1	-	-	-	27,3	4,6	1,7	6,5	28,9	16,6	5,4	9,0	3955	54	6 ⁰⁶
	5	50,0	37,2	8,8	2,1	1,1	0,5	0,2	-	-	-	34,3	12,8	5,8	9,4	23,8	6,5	1,6	5,8	2172	26	6 ²⁷
	6	41,4	35,8	11,5	6,6	2,1	2,3	0,1	-	-	0,1	20,0	35,8	8,8	6,7	12,9	9,5	2,7	3,6	746	9	5 ⁵⁴
	7	26,6	67,1	8,3	-	-	-	-	-	-	-	10,1	64,6	-	-	2,5	21,5	1,3	-	79	1	6 ³⁵
	8	9,9	8,8	25,3	41,7	14,3	-	-	-	-	-	7,7	90,1	1,1	-	-	-	-	-	91	1	7 ³⁵
SW	3	45,0	33,6	17,3	2,3	0,3	0,7	-	0,3	-	0,3	23,1	-	-	6,2	42,0	10,1	7,2	11,4	307	4	6 ²³
	4	47,2	34,2	13,9	2,9	0,9	0,4	0,2	-	-	0,3	24,8	10,8	5,9	6,7	24,3	15,4	5,2	6,7	3631	47	6 ²⁶
	5	40,0	36,4	19,3	1,9	1,1	0,7	0,3	0,1	0,1	0,1	22,9	31,5	14,8	10,8	13,5	5,3	-	1,1	2790	34	6 ⁵⁰
	6	25,1	29,4	29,4	11,3	3,3	1,0	0,3	0,1	-	-	11,3	48,9	18,2	8,5	10,6	2,3	0,1	-	2364	25	7 ⁵²
	7	11,1	21,5	42,7	15,8	2,8	1,2	2,0	2,1	0,2	0,6	5,9	65,7	15,0	4,3	6,6	2,0	0,3	0,2	954	10	7 ⁵⁷
	8	5,5	10,0	21,2	15,8	10,9	12,2	6,7	13,5	2,9	1,3	8,0	74,6	10,9	1,0	4,8	0,3	0,3	-	311	3	8 ³⁸
W	4	50,5	31,0	14,5	2,8	0,7	0,2	0,1	-	-	0,1	20,8	15,2	6,5	6,8	21,2	15,1	7,6	6,8	4843	62	6 ³⁰
	5	38,1	37,8	18,5	3,5	1,0	0,7	0,1	0,1	-	0,1	18,7	32,8	19,3	8,1	14,5	4,0	1,4	1,2	1978	24	6 ⁵²
	6	13,4	32,0	32,6	15,8	4,2	1,1	0,5	0,2	0,1	0,1	9,6	49,0	22,8	7,4	10,9	6,6	0,6	-	1869	20	7 ⁴⁷
	7	10,9	17,8	19,5	17,5	14,8	9,8	5,7	3,0	0,9	0,1	2,2	59,1	23,3	7,0	8,4	-	-	-	746	7	7 ¹⁴
	8	8,5	10,5	11,6	9,5	10,3	9,7	13,8	14,7	7,2	4,2	0,3	67,3	21,4	5,5	3,9	1,6	-	-	621	5	10 ²¹
NW	3	53,2	29,0	12,1	1,3	1,7	1,3	0,4	0,4	0,4	-	23,4	-	-	3,0	22,1	29,0	11,3	11,3	231	3	6 ²⁵
	4	51,7	32,0	11,9	2,4	0,9	0,5	0,2	0,1	-	0,2	24,5	7,8	7,6	5,3	21,7	15,7	10,0	7,4	3365	45	6 ¹³
	5	42,4	28,2	20,3	5,5	1,1	1,1	0,6	0,5	0,1	0,2	23,7	19,2	19,6	10,9	12,4	5,1	4,9	4,3	1496	18	7 ⁵⁰
	6	19,0	43,5	27,6	6,1	2,0	1,0	0,3	0,3	-	0,1	9,0	34,3	28,4	8,1	12,1	3,3	3,4	1,4	1132	12	7 ⁵⁰
	7	10,1	12,4	25,3	26,5	17,2	7,5	0,4	0,4	0,2	-	2,7	41,0	32,7	15,1	7,0	0,6	0,4	0,6	517	5	8 ³⁷

Abb. 5. Liste der im Computer errechneten klassierten Stromgeschwindigkeits- und Stromrichtungsverteilungen für eine Langzeitmeßstation

kein vollständiges Beobachtungsmaterial gewonnen werden. Nur bis zur Windstärke 6 sind alle Windrichtungen vertreten. Messungen bei Windstärke 8 und 9 sind nur noch sporadisch vorhanden.

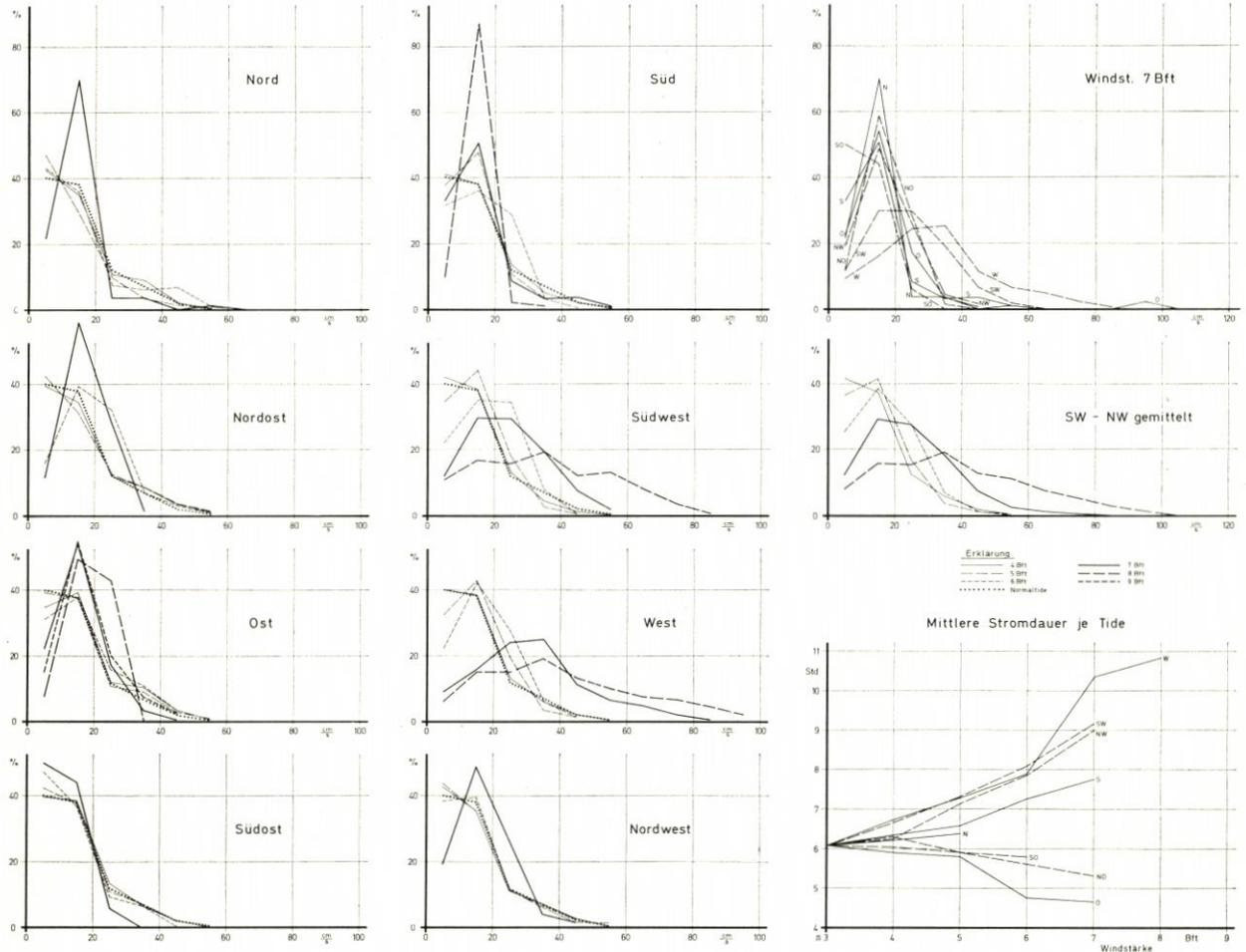


Abb. 6. Häufigkeitsverteilung der Stromgeschwindigkeiten für Station 3, geordnet nach Windrichtungen und Windstärken

4. Einfluß des Windes auf die Strömungen im Watt

4.1 Einfluß auf die Stromgeschwindigkeiten

Abbildung 6 zeigt – beispielhaft – eine Darstellung der nach Windrichtungen und Windstärken klassierten Stromgeschwindigkeitsverteilungen für Station 3. Dazu ist zu bemerken, daß die punktierte Verteilungskurve, die mit „Normaltide“ bezeichnet ist, alle Tiden bis zur Windstärke 3 zusammenfaßt. Diese Kurve, die als Geschwindigkeitscharakteristik des Meßpunktes für die reine Gezeitenströmung gelten

kann, bestätigt die obige Aussage von der geringen Intensität der Gezeitenbewegung im flachen Watt. Geschwindigkeiten über 40 cm/sec treten hier z. B. kaum noch auf.

Der Vergleich der in Abbildung 6 dargestellten klassierten Verteilungskurven zeigt im wesentlichen folgendes:

- Eine merkliche Zunahme der Stromgeschwindigkeiten (35 cm über Sohle), die an einer Verschiebung des Maximums oder einer Abflachung der Häufigkeitskurve zu erkennen ist, setzt erst bei Windstärke 6 ein.
- Ein Einfluß des Windes auf die Strömungen ist besonders bei aufländigem Wind – Südwest bis Nordwest – ausgeprägt, während die anderen Sektoren keine so eindeutige Gesetzmäßigkeit erkennen lassen.

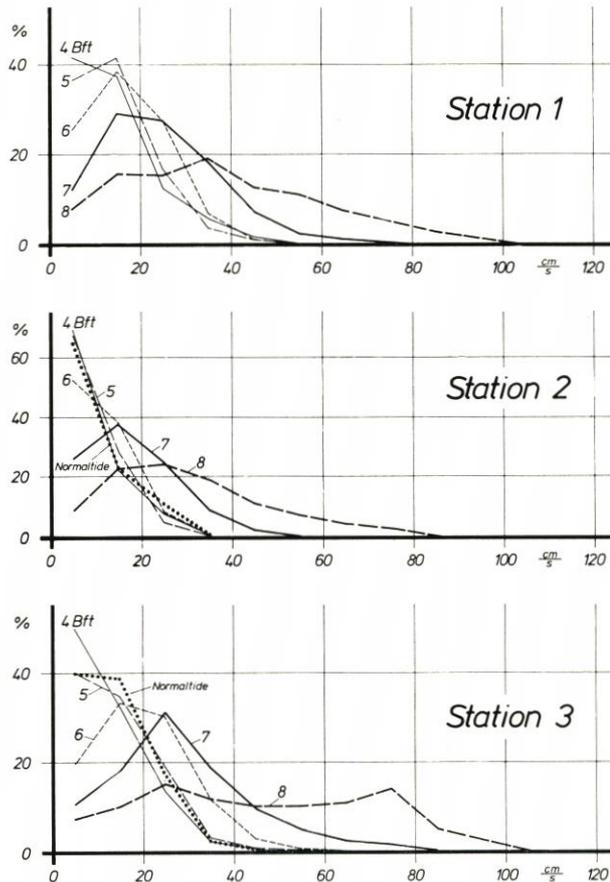


Abb. 7. Häufigkeitsverteilung der Stromgeschwindigkeiten für den Windsektor Südwest bis Nordwest, geordnet nach Windstärken

Diese Ergebnisse gelten ähnlich für die beiden anderen Stationen.

Die hier erkennbare Abhängigkeit der Triftstromgeschwindigkeit von der Windrichtung ist bemerkenswert und schon in (4) herausgestellt worden. Sie hängt mit den unterschiedlichen Wasserständen zusammen (niedrigere Wasserstände bei ablandigem Wind, höhere Wasserstände bei aufländigem Wind), ist insbesondere aber auf das neben dem Windschub maßgebende Windstaugefälle zurückzuführen, welches sich bei aufländigem Wind zwischen dem Watt und der tiefen Stromrinne der Außenelbe einstellt.

Da Wind aus Südwest bis Nordwest in der südlichen Nordsee sowohl nach Häufigkeit als auch nach Intensität überwiegt, ist dieses ein sehr wichtiges Ergebnis, welches in Abbildung 7 nochmals herausgestellt ist. Wenn man diese „auflandigen Sektoren“ mitteilt, erhält man eine sehr ausgeprägte und für alle Stationen auch sehr ähnliche Abstufung der Häufigkeitsverteilungen nach der Windstärke, welche den Nachweis liefert, daß bei auflandigen Starkwind- und Sturmlagen im Neuwerker Watt (und mit Sicherheit auch in anderen Wattgebieten) wesentlich höhere Strömungen über der Sohle auftreten als bei normaler Gezeitenbewegung.

Dieses Ergebnis ist zunächst nur von empirischer Bedeutung; es ist nicht möglich, es mit theoretischen Ansätzen oder Modellen der Triftstrombewegung zu vergleichen, weil es sich um instationäre, der Gezeitenbewegung überlagerte Strömungen handelt und außerdem die Küstenkonfiguration von ganz wesentlichem Einfluß zu sein scheint.

4.2 Einfluß auf die Stromrichtungen

Die Auswertung der Stromrichtungsverteilungen ergab wesentlich aussagekräftigere Ergebnisse als die der Stromgeschwindigkeiten. Die Verteilungskurven wurden in polarer Darstellung aufgetragen, so wie es in der Windstatistik üblich ist. In den Abbildungen 8 bis 10 sind die Ergebnisse aller Stationen dargestellt.

In größerem Maßstab herausgezeichnet ist jeweils die Verteilung für alle Tiden mit Windstärke ≤ 3 Bft, die man als Stromrichtungscharakteristik der reinen Gezeitenströmung bezeichnen kann. Sie sagt aus, daß z. B. an Station 3 vorwiegend die Stromrichtungen S und SW auftreten (Hauptflutstrom), daneben N (Hauptebbestrom) sowie NW und W. Zur Erläuterung sei bemerkt, daß alternierende Strömungen, wie sie in Prielen und Tideflüssen beobachtet werden, auf freien Wattflächen selten auftreten.

Die Analyse der in den Abbildungen 8 bis 10 dargestellten Häufigkeitsverteilungen ergibt folgendes:

- a) Ein signifikanter Einfluß des Windes auf die Strömungsrichtung im Watt setzt etwa bei Windstärke 5 ein. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit wird das Richtungsspektrum schmaler und windorientiert. Bei den erfaßten Sturmtiden mit 8 Bft ist praktisch nur noch eine Stromrichtung vorhanden.
- b) Die Triftstromrichtungen entsprechen nur in erster Näherung der Windrichtung. Es zeigen sich charakteristische Abweichungen, die wieder nur als lokale Effekte gedeutet werden können. Bei auflandigem Starkwind aus Nordwest bis Süd tritt z. B. vorwiegend eine nordöstlich gerichtete Strömung auf. Es ist dies die Richtung, die durch das schon oben erwähnte Windstaugefälle bei auflandigem Wind und durch die Randbedingungen (Küstenverlauf) vorgegeben wird.

Auch diese Auswertung der Stromrichtungsverteilung in Abhängigkeit von den Windlagen bestätigt generell die Aussage über den vorherrschenden Windeinfluß auf die Strömungen im flachen Wattenmeer.

4.3 Einbeziehung der Windstatistik

Der starke Einfluß des Windes auf die Strömungen im Watt ist durch die vorliegenden Meßserien erneut nachgewiesen. Die Beurteilung der Transportwirksamkeit wind-erzeugter Strömungssysteme und ihres Anteils an der morphologischen Prägung des Küstenraumes ist jedoch auch an Hand dieser Ergebnisse nach wie vor schwierig. Daß

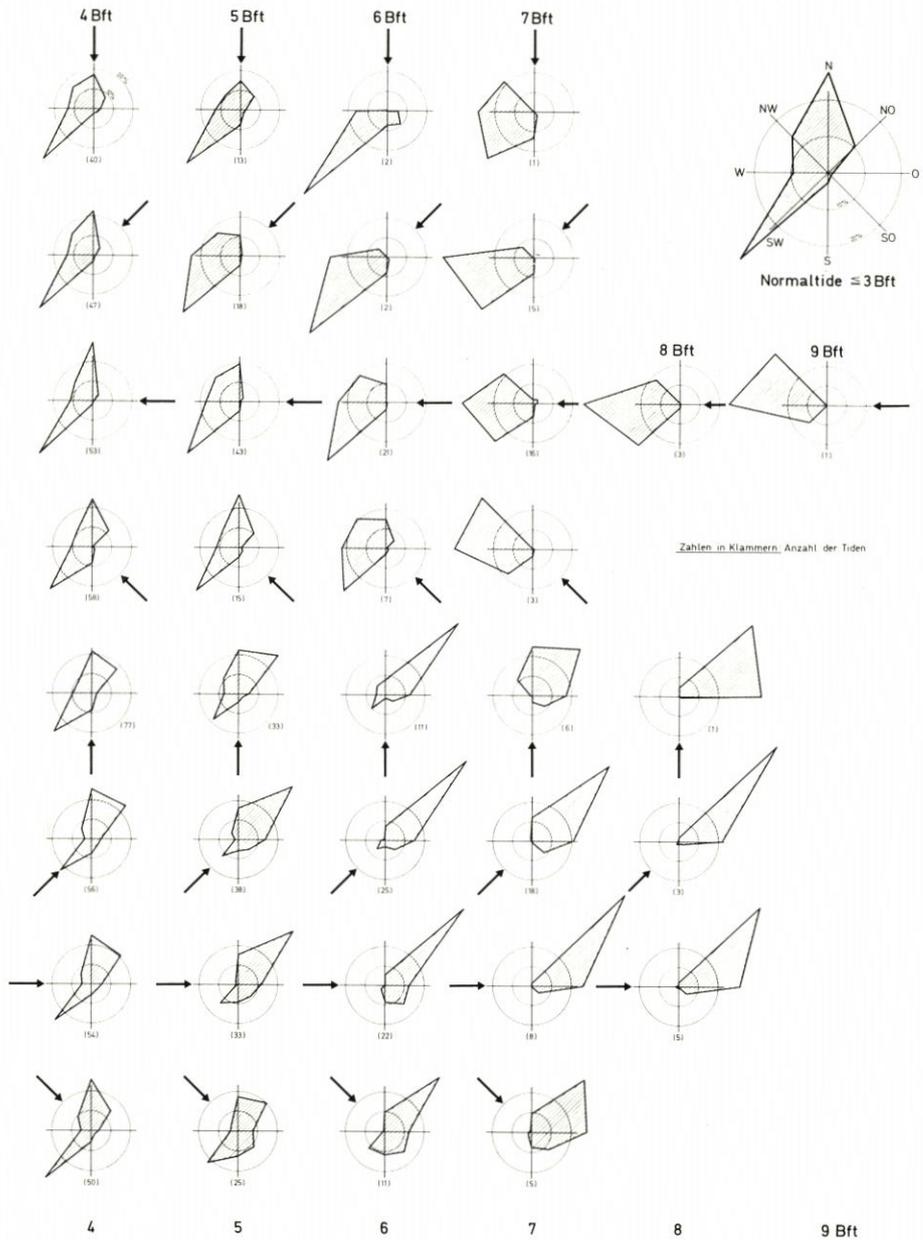


Abb. 8. Häufigkeitsverteilungen der Stromrichtungen für Station 1, geordnet nach Windrichtungen und Windstärken

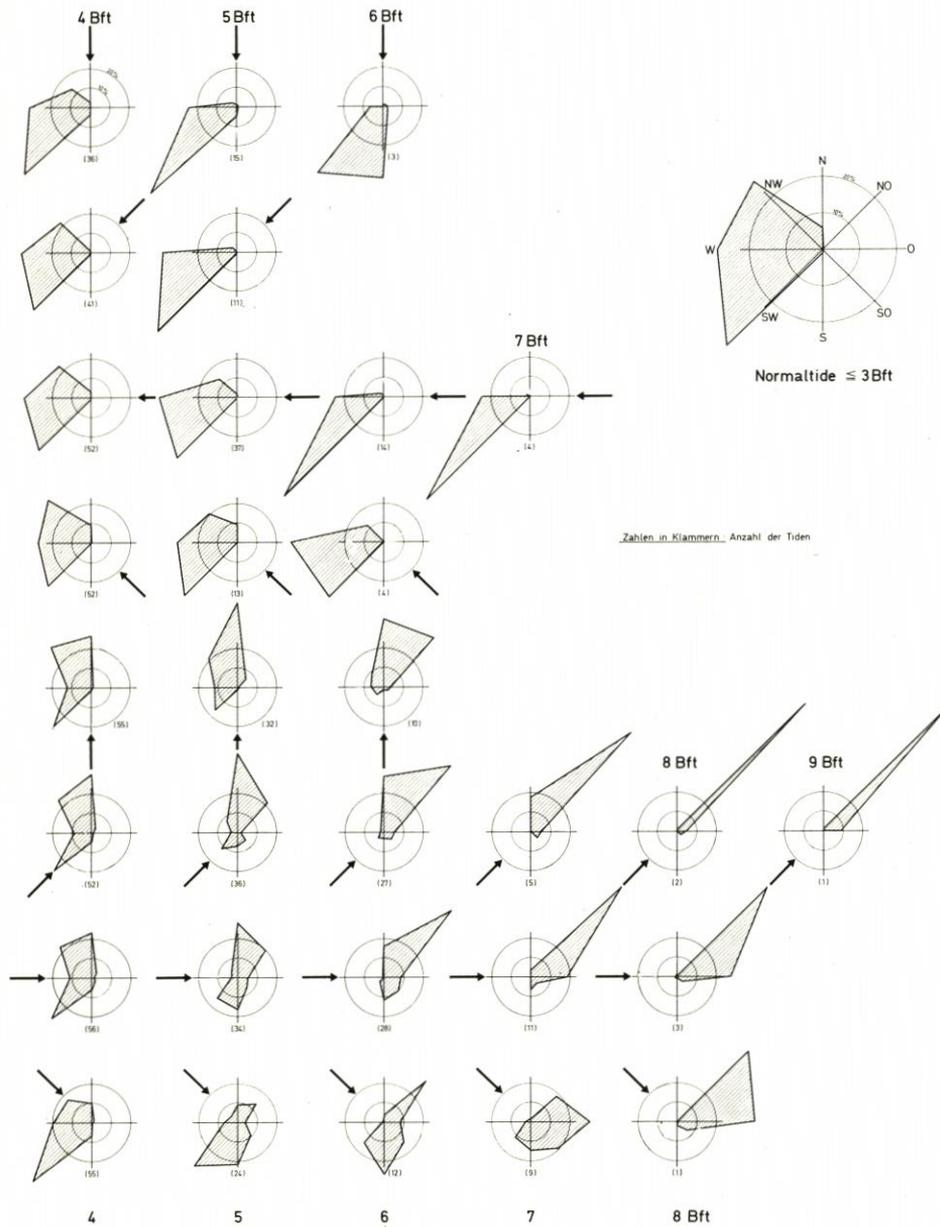


Abb. 9. Häufigkeitsverteilungen der Stromrichtungen für Station 2, geordnet nach Windrichtungen und Windstärken

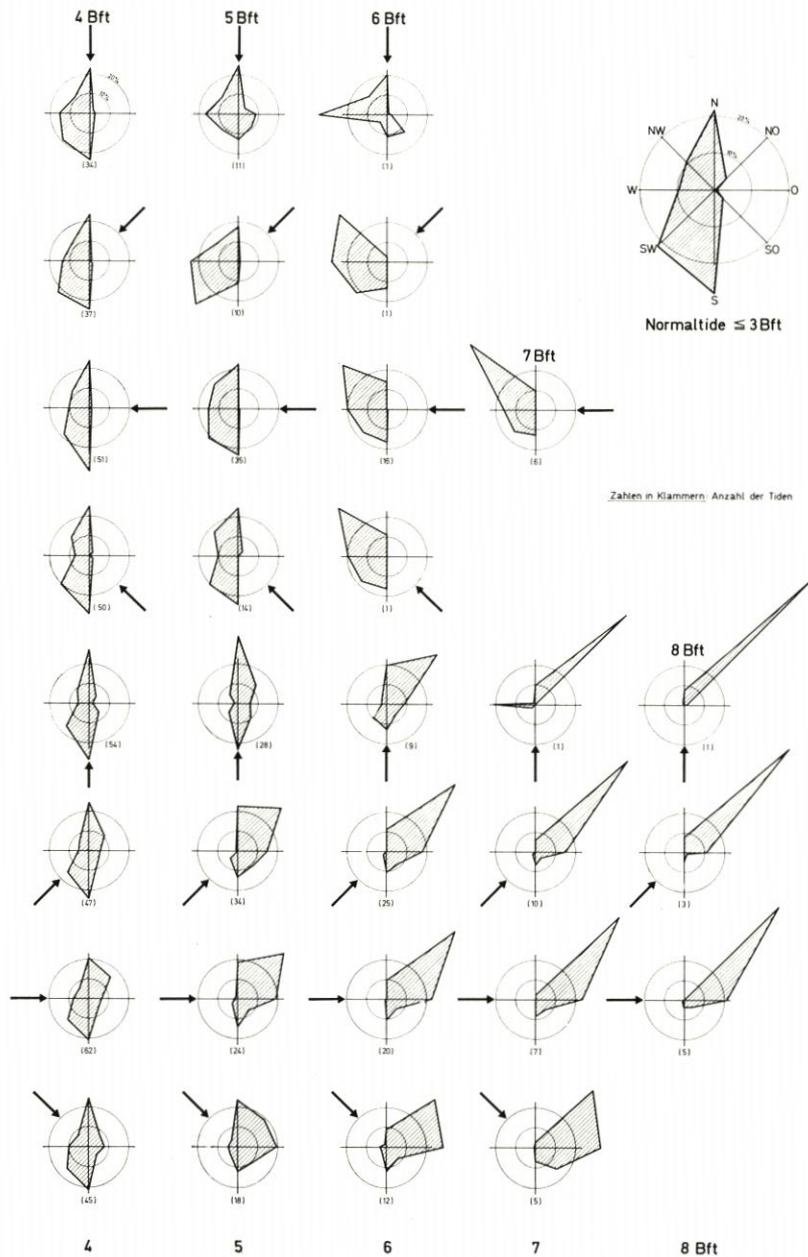


Abb. 10. Häufigkeitsverteilungen der Stromrichtungen für Station 3, geordnet nach Windrichtungen und Windstärken

Strömungsmessungen allein nicht ausreichen, den Materialtransport quantitativ zu errechnen, ist bekannt und bedarf hier keiner weiteren Erläuterung. Bei dem gegenwärtigen Stand unserer Kenntnisse über die Sandbewegung im Bereich der Nordseeküste mit ihren in weitem Bereich variierenden Strömungen ist es schon ein Fortschritt, wenn es gelingt, vorherrschende Transportrichtungen (den resultierenden Transport) anzugeben.

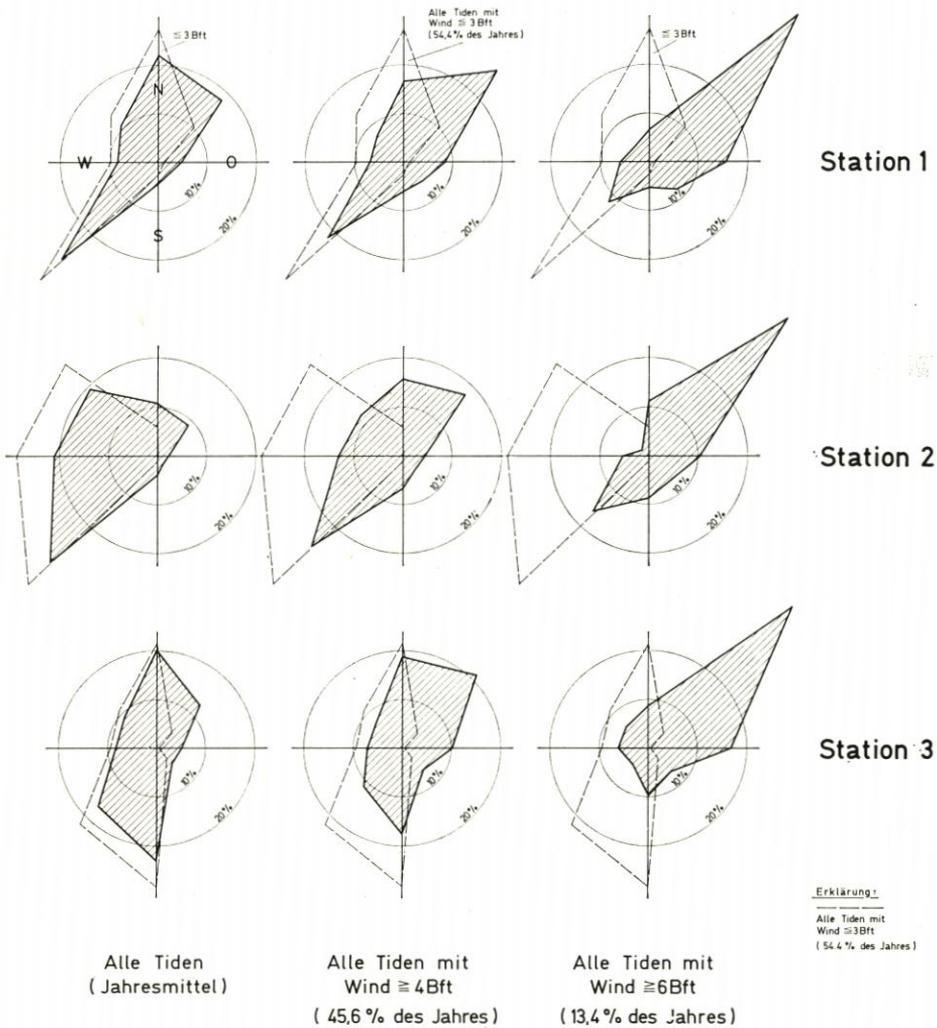


Abb. 11. Häufigkeitsverteilungen der Stromrichtungen unter Einbeziehung der Windstatistik (Richtungscharakteristiken)

Wenn man die in Abbildung 1 dargestellten Meßergebnisse betrachtet, ist man zunächst geneigt, den Einfluß derartiger bei Sturmfluten auftretender Strömungen überzubewerten. Es muß aber beachtet werden, daß die normale Gezeitenströmung ständig wirksam ist, während Extremwetterlagen, welche zu so hohen Stromgeschwindigkeiten über dem Wattgrund führen, relativ selten auftreten.

Zur Klärung dieser Frage erschien es sinnvoll, die Ergebnisse der Langzeitstationen mit der Windstatistik zu verarbeiten. Dazu stand eine sehr exakte, nach Windrichtungen und Windstärken klassierte Häufigkeitsberechnung der Windbeobachtungen am Feuerschiff Elbe 1 von 1924 bis 1961 zur Verfügung (1).

Es wurde in einfacher Weise so vorgegangen, daß jede einzelne Häufigkeitsverteilung der Stromrichtungen (Abb. 5) mit der prozentualen Häufigkeit der zugehörigen Windlage multipliziert wurde. Die Beobachtungslücken im Bereich höherer Windgeschwindigkeiten wurden durch Interpolation und Extrapolation geschlossen. (Dies war bei den relativ klaren Gesetzmäßigkeiten der Stromrichtungsverteilungen möglich. Bei den Stromgeschwindigkeitsverteilungen erschien dagegen eine Einbeziehung der Windstatistik wegen der Unvollständigkeit des Materials noch nicht zulässig.) Aus dieser Berechnung ergaben sich die in Abbildung 11 dargestellten Diagramme. Sie zeigen – jeweils im Vergleich mit der normalen Richtungscharakteristik der unbeeinflussten Gezeitenströmung – folgendes:

Die linke Spalte enthält die Stromrichtungsverteilungen für alle Tiden eines Jahres bei einer Windverteilung, die dem langjährigen Mittelwert entspricht. Dies ist also die in der Natur auftretende Stromrichtungsverteilung, welche bereits von der „Normaltidencharakteristik“ abweicht. Die Abweichung ist allerdings noch nicht erheblich.

In der mittleren Spalte sind die Verteilungen für alle Tiden mit Windstärken über 3 Bft aufgetragen, welche fast 50 % der Jahreszeit ausmachen. Hier zeigt sich bereits eine starke Abweichung zur „Normaltidencharakteristik“, und zwar – wie zu erwarten – eine Zunahme der nach Nordosten gerichteten Strömungen. Bei Station 1 und Station 3 ist dieser Sektor bereits dominierend.

Dieses Ergebnis ist bedeutsam, denn wenn sich bei allen windbeeinflussten Tiden eines Jahres – und das sind rund 50 % – eine eindeutige Richtungsdominanz der Strömungen ergibt, kann man wegen der besonderen Verhältnisse im Watt davon ausgehen, daß damit auch die Richtung des resultierenden Materialtransportes vorgezeichnet ist. Die Strömungen sind ohne Windeinfluß und ohne die transporterhöhende Orbitalbewegung auf den hohen Wattflächen so gering, daß sowohl an der Sohle als auch im Suspensionstransport keine nennenswerten Materialumlagerungen auftreten können. Dafür gibt es zahlreiche Hinweise, auf die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht näher eingegangen werden soll.

Die rechte Spalte in Abbildung 11 zeigt die Richtungscharakteristik aller Starkwind- und Sturmtiden, welche immerhin im langjährigen Mittel noch mit rund 13 % vertreten sind. Hier ergibt sich nun an allen Stationen eine ganz eindeutige Dominanz der nord-östlich gerichteten Triftströmung und damit eine weitere Bestätigung für die oben gemachten Aussagen.

Abbildung 11 bestätigt für die drei Langzeitmeßstationen – und damit praktisch für ein rund 18 km langes küstennormales Profil über das Neuwerker Watt (Abb. 3) –, daß hier im Jahresdurchschnitt der Materialtransport von Südwesten nach Nordosten überwiegt, ein Ergebnis, welches mit zahlreichen früheren Forschungsarbeiten in Einklang steht (6, 7, 8, 9, 12, 13, 15, 16).

Die Einbeziehung der Windstatistik in die Häufigkeitsverteilung der Stromrichtungen entsprechend Abbildung 11 gibt noch einen weiteren interessanten Hinweis. Während jede der drei Stationen eine individuelle Richtungscharakteristik für Normaltiden aufweist, gleichen sich die Verteilungsdiagramme der windbeeinflussten Tiden zunehmend an. Dies ist in Abbildung 12 noch einmal besonders herausgestellt. Die Verteilungsdiagramme der Starkwindtiden aller drei Stationen sind untereinander sehr ähnlich. Daraus können Folgerungen für die Aufstellung sinnvoller Meßprogramme gezogen werden. Bereits im ersten Abschnitt wurde bemerkt, daß bei der Erforschung der hydrodynamischen Vor-

gänge im Wattenmeer der Nordseeküste die traditionelle 14-Tage-Messung nicht ausreicht. Wenn der maßgebende Windeinfluß erfaßt werden soll, sind Langzeitmessungen erforderlich. Dabei genügt es allerdings, wie Abbildung 12 bestätigt, solche Messungen nur an wenigen Punkten durchzuführen, die dann als repräsentativ für einen größeren zusammenhängenden Wattenraum angesehen werden können.

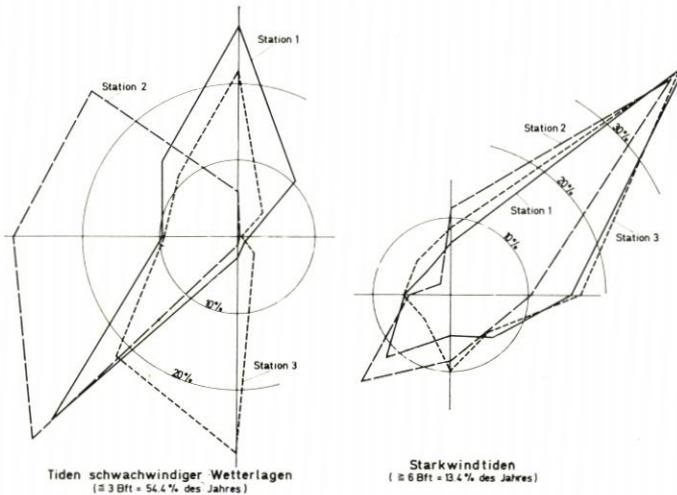


Abb. 12. Vergleich der Richtungscharakteristiken der 3 Langzeitmeßstationen für normale Tidenverhältnisse und Starkwindtiden

5. Zusammenfassung

Die Strömungen im flachen Wattenmeer werden durch die Gezeitenbewegung und durch den Windeinfluß geprägt. Auf hohen, prielfernen Wattflächen sind die Gezeitenstromintensitäten nur gering und damit unter „Schönwetterbedingungen“ auch der Materialtransport. Die unter Windeinwirkung entstehenden Triftströmungen sind wegen der stets gleichzeitig auftretenden Orbitalströmungen des Seegangs, die bis an die Sohle wirksam sind, für den resultierenden Materialtransport von erheblicher Bedeutung.

An drei Stationen im Neuwerker Watt wurden Strömungsmessungen über zwei Jahre ausgeführt und statistisch ausgewertet. Die Ergebnisse zeigen, daß bereits ab Windstärke 5 die Strömungsrichtungen merklich beeinflußt werden. Die Strömungen orientieren sich mit zunehmender Windstärke nach der Windrichtung, wobei jedoch lokale Rand- und Zwangsbedingungen von Einfluß sind. Ab Windstärke 6 setzt auch eine merkliche Zunahme der Stromgeschwindigkeiten ein, insbesondere bei auflandigem Wind, das heißt bei Windrichtungen aus Südwest bis Nordwest.

Die aus den Meßdaten abgeleiteten klassierten Stromrichtungsverteilungen wurden mit einer langjährigen Windstatistik verarbeitet. Als Ergebnis wurden Richtungscharakteristiken erhalten, welche im Vergleich mit der Richtungshäufigkeit der unbeeinflussten Gezeitenströmung die Windabhängigkeit der Strömungen im Watt klar herausstellen.

Für das durch die drei Meßstationen repräsentierte Küstenprofil über das Neuwerker Watt läßt sich aus den Beobachtungen ableiten, daß im langjährigen Mittel ein resultierender Materialtransport von Südwesten nach Nordosten über den Wattrücken setzt.

Schriftenverzeichnis

1. ANTFANG, H.: Die Wind- und Nebelverhältnisse im Elbmündungsgebiet. *Hamburger Küstenforschung*, H. 9, 1969.
2. DEHARDE, W.: Der Wattstrommesser „Juist“. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1954, Bd. VI (1955).
3. GÖHREN, H.: Ein neues Dauerstrommeßgerät für den Einsatz im Flachwasserbereich. *Die Wasserwirtschaft*, H. 8, 1964.
4. GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover*, H. 30, 1968.
5. GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. *Hamburger Küstenforschung*, H. 6, 1969.
6. GÖHREN, H.: Untersuchungen mit fluoreszierenden Leitstoffen im südlichen Außenelbegebiet. *Hamburger Küstenforschung*, H. 10, 1969.
7. GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. *Hamburger Küstenforschung*, H. 14, 1970.
8. HENSEN, W.: Die Entwicklung der Fahrwasserverhältnisse in der Außenelbe. *Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft*, Bd. 18, 1939/40.
9. LUCHT, F.: Die Sandwanderung im unteren Tidegebiet der Elbe. *Deutsche Hydrographische Zeitschrift*, Bd. 6, 1953.
10. LUCHT, F.: Die Strömungsgeschwindigkeiten bei Sturmfluten. *Die Wasserwirtschaft*, H. 8, 1958.
11. LUCK, G.: Zielsetzung und Verfahren der Watthydrographie. *Wasser und Boden*, Jg. 16, H. 4, 1964.
12. NEWTON, R. S., WERNER, F.: Luftbildanalyse und Sedimentgefüge als Hilfsmittel für das Sandtransportproblem im Wattgebiet vor Cuxhaven. *Hamburger Küstenforschung*, H. 8, 1969.
13. NEWTON, R. S., WERNER, F.: Form und Schichtungsgefüge periodischer Sandkörper im Strömungsfeld des Außenelbewatts. *Geologische Rundschau*, Bd. 60, 1970.
14. ROHDE, H.: Strömungsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste 1948 bis 1968. Unveröff. Bericht der Bundesanstalt für Wasserbau – Außenstelle Küste, Nov. 1969.
15. SIMON, W. G.: Untersuchungsergebnisse an Grundproben aus dem Gebiet der Außenelbe und ihre Ausdeutung hinsichtlich der Sandwanderung, 1949/50. *Mitteilungen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg*, Nr. 4, 1952.
16. SIMON, W. G.: Sedimentpetrographische Kartierung des Neuwerker Watts im Sommer 1952. *Die Küste*, Jg. 6, H. 2, 1957.

Strömungsgeschwindigkeit und Schwebstofftransport in einem Tidefluß

(Dargestellt am Beispiel der Elbe)

Von Hans Rohde

Summary

The report describes model tests performed in a hydraulic model of the tidal river Elbe to examine the current conditions at a constant average tide and a afflux of upper water in steps varied between 0 and 2000 m³/s. The current velocities measured in various cross-sections of the model are absolutely comparable among one another. Therefore graphs can be drawn, which show the distribution of the average current velocity at each specific time along the entire tidal river in dependence upon the afflux of upper water. By aid of these graphs „real ways of ebb and flood“ can be computed, which give hints to the transport of suspended matter in the Elbe river. The hints are discussed and compared with sedimentpetrografical and biological observations in nature.

Um die Geschwindigkeitsverhältnisse eines Tideflusses exakt erfassen und daraus Rückschlüsse auf den Schwebstofftransport ziehen zu können, muß die Strömungsgeschwindigkeit in zahlreichen Meßquerschnitten, die über die gesamte Flußlänge verteilt sind, bekannt sein. Da in den einzelnen Meßquerschnitten nacheinander gemessen werden muß, sind die für die verschiedenen Meßquerschnitte ermittelten Ganglinien der Strömungsgeschwindigkeit in der Regel nicht unmittelbar miteinander vergleichbar. Jede Ganglinie gilt nur für die bestimmte Tide des Meßtages und den dabei vorhandenen Oberwasserzufluß. Um daher die Geschwindigkeitsverhältnisse für einen ganzen Tidefluß beschreiben zu können, müßte eine sehr große Anzahl von Messungen in den einzelnen Querschnitten

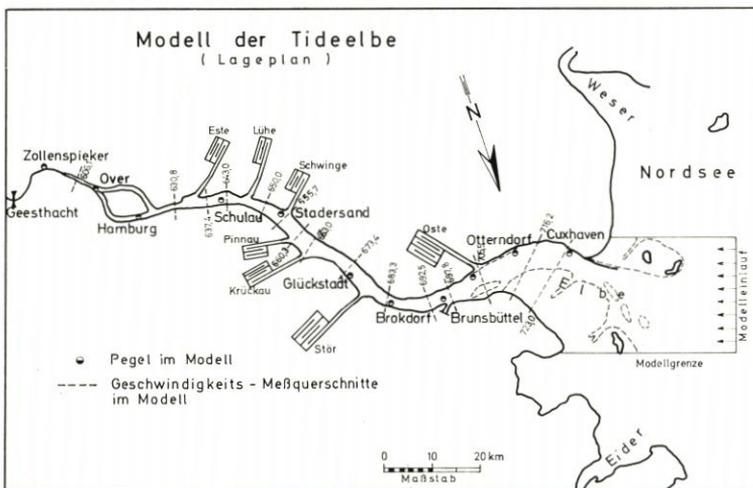


Abb. 1. Lageplan des Elbmodells

ausgeführt worden sein, damit man diejenigen einander zuordnen kann, die unter gleichen hydrologischen Bedingungen zustande gekommen sind. Bei dem großen Aufwand, den schon jede einzelne Querschnittsmessung der Geschwindigkeit erfordert (1), ist es aber unmöglich, die erforderliche Zahl von Messungen jemals zu erreichen. Die Möglichkeit, den Geschwindigkeitszustand eines Tideflusses unter überall gleichen Bedingungen zu erfassen, bietet dagegen der hydraulische Modellversuch.

Bei der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg befindet sich ein Modell, das die Tideelbe von See bis Geesthacht im Längenmaßstab 1:500 und Tiefenmaßstab 1:100 geometrisch ähnlich darstellt. Die Tide wird bei Scharhörn eingesteuert, das Oberwasser bei Geesthacht zugegeben. Abb. 1 zeigt den Lageplan. In diesem Modell wurden folgende Versuche ausgeführt: An der seewärtigen Modellgrenze wurde immer dieselbe, mittleren Verhältnissen entsprechende Tide eingesteuert. An der oberen Modellgrenze bei Geesthacht wurden nacheinander folgende Oberwassermengen zugegeben: 0, 300, 600, 1200 und 2000 m³/s. An den in Abb. 1 eingetragenen insgesamt 15 Meßquerschnitten wurden die Strömungsgeschwindigkeiten gemessen. Die Meßquerschnitte im Modell stimmten mit Meßquerschnitten in der Natur überein. Dadurch ist ein Vergleich mit Naturmessungen möglich. Corioliseffekt und Dichteinflüsse wurden im Modell nicht nachgebildet.

Abb. 2 zeigt für die Meßquerschnitte bei Cuxhaven (km 723), Stadersand (km 655,7) und Over (km 606,1) einige Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen. Unten sind die Querschnitte aufgezeichnet und darin die Meßpunkte eingetragen. Darüber sind gemittelte Ganglinien der Strömungsgeschwindigkeit für drei Stufen des Oberwasserzuflusses angegeben. Der durch die Messungen erfaßte Querschnittsbereich ist für die Überlegungen hinsichtlich des Schwebstofftransportes besonders interessant. Die mittlere Geschwindigkeit des Gesamtquerschnittes ist in jedem Fall kleiner. Abb. 2 läßt erkennen, wie sich die Geschwindigkeitsganglinien mit dem Oberwasserzufluß verändern. Noch in Cuxhaven bewirkt die Zunahme des Oberwassers eine Abnahme der Flutstromgeschwindigkeiten und eine Verkürzung der Flutstromdauer. Ebbestromgeschwindigkeiten und Ebbestromdauer nehmen mit der Zunahme des Oberwassers zu. Zu erkennen ist auch die typische Form der Geschwindigkeitsganglinien: Steiler Anstieg des Flutstroms, ausgeprägtes Flutstrommaximum, flacher Abfall zum Kenterpunkt K_f . Der Ebbestrom steigt vom Kenterpunkt K_f langsam an, sein Maximum ist weniger ausgeprägt. Der Ebbestrom bleibt über eine längere Zeit etwa konstant und fällt dann verhältnismäßig steil zum Kenterpunkt K_e ab. Bei km 606,1, oberhalb der Hamburger Stromspaltung, tritt bei hohem Oberwasser kein Flutstrom auf.

Abb. 3 zeigt, über die Flußlänge aufgetragen, die über die Flut- bzw. Ebbestromdauer gemittelten mittleren Geschwindigkeiten, die Maximalwerte und die Verhältniswerte von Flut- zu Ebbestrom sowie Flut- und Ebbestromdauer. Es ist zu erkennen, daß der Einfluß des Oberwassers überall in der Unterelbe deutlich hervortritt. Die Abnahme der Maximalgeschwindigkeiten stromaufwärts ist stärker als die Abnahme der gemittelten

Geschwindigkeiten. Interessant sind die Verhältniswerte $\frac{v_f}{v_e}$. Bei den Maximalwerten

ist die Flutstromgeschwindigkeit bis zu einem Oberwasserzufluß von 1200 m³/s fast immer größer als die Ebbestromgeschwindigkeit, der Verhältniswert ist größer als 1. Bei den gemittelten Geschwindigkeiten – mit Ausnahme für den Oberwasserzufluß 0 – ist der Ebbestrom fast immer größer als der Flutstrom, der Verhältniswert ist kleiner als 1.

Aus den Geschwindigkeitsganglinien, wie sie in Abb. 2 für die Querschnitte 723, 655,7 und 606,1 dargestellt sind, wurden nun für jeden untersuchten Oberwasserzufluß Stundenzustände der Strömungsgeschwindigkeit entwickelt. Sie sind auf Abb. 4 für 600 m³/s

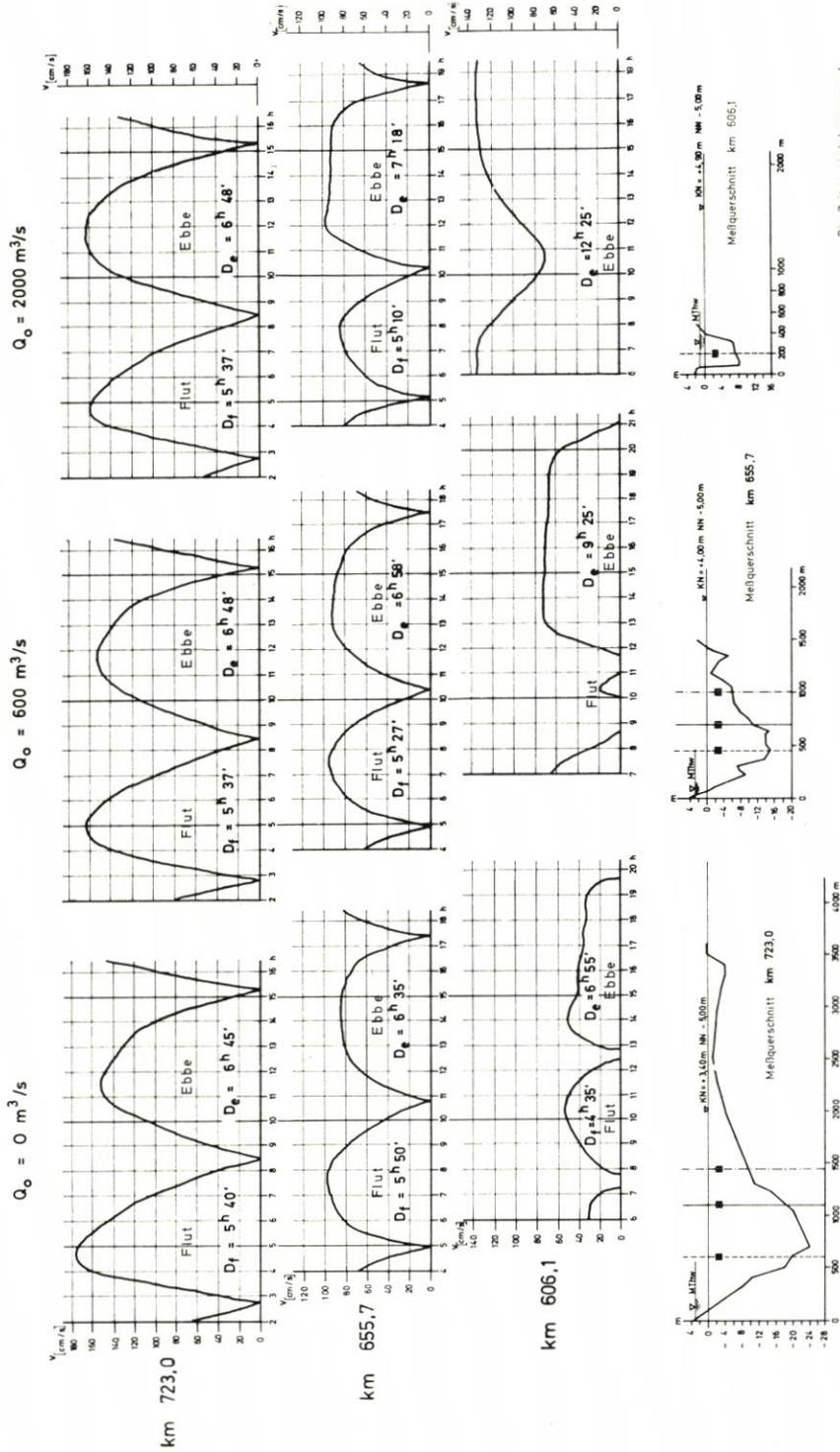


Abb. 2. Strömungsgeschwindigkeiten bei km 723, 655,7 und 606,1 bei verschiedenen Oberwasserzflüssen (gemessen im Modell)

Oberwasserzufluß dargestellt. Die Linien geben den Geschwindigkeitszustand für den gesamten Flußlauf zu bestimmten Zeitpunkten an. Diese Stundenlinien der Strömungsgeschwindigkeit können für eine exakte Ermittlung der Ebbe- und Flutwege benutzt werden:

Ein Wasserteilchen, das bei Cuxhaven zur Stunde 3 beginnt sich mit der Geschwindigkeit 25 cm/s stromaufwärts zu bewegen, legt in einer Stunde, wenn zunächst vereinfachend angenommen wird, daß sich die Geschwindigkeit während dieser Stunde nicht ändert, einen Weg von 0,9 km stromaufwärts zurück. An dieser Stelle beträgt die Ge-

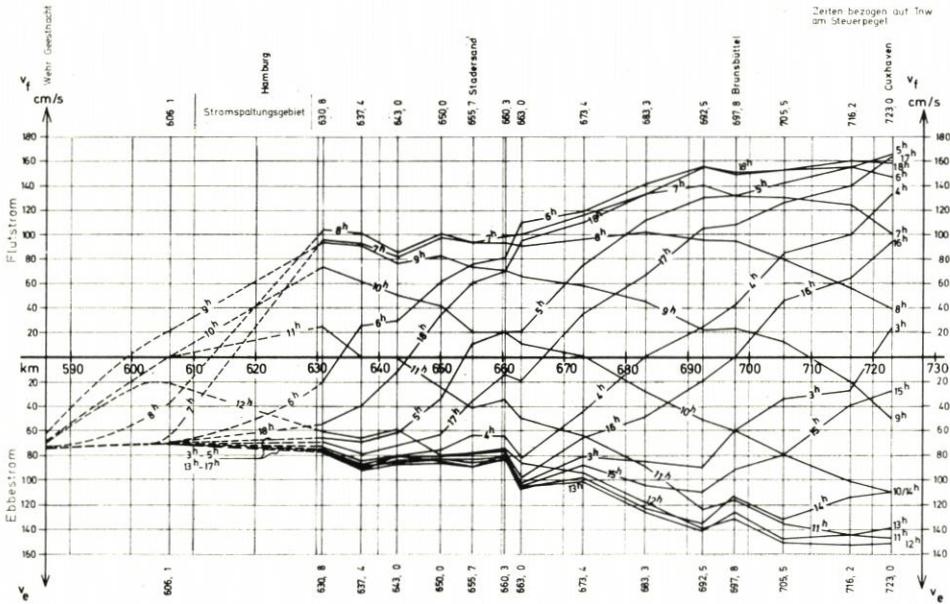


Abb. 4. Stundenlinien der Strömungsgeschwindigkeit der Tideelbe bei einem Oberwasserzufluß von $600 \text{ m}^3/\text{s}$ (Modell)

schwindigkeit zur Stunde 4 130 cm/s . Wird diese Geschwindigkeit für die nächste Stunde als maßgebend angenommen, so beträgt der Weg in dieser Stunde $4,6 \text{ km}$ und die Geschwindigkeit an dem erreichten Ort zur Stunde 5 155 cm/s . Auf diese Weise ergibt sich durch Iteration schließlich der Flut- bzw. Ebbeweg des betrachteten Wasserteilchens. Die Ermittlung ist um so genauer, je enger die Meßquerschnitte liegen und je kleiner die Zeitschritte gewählt werden. Damit steigt die Rechenarbeit aber beträchtlich.

Mit Hilfe der Stundenlinien wurden für die 5 Oberwasserstufen wahre Flut- und Ebbeweg für den Flußabschnitt zwischen Cuxhaven und Hamburg ermittelt. Sie sind auf Abb. 5 über die Flußlänge aufgetragen. Man erkennt die starke Abhängigkeit der Wege vom Oberwasserzufluß. Interessant ist das Verhältnis von Flut- und Ebbewegen zueinander. Beim Fehlen eines Oberwasserzuflusses sind die Flutwege meistens größer als die Ebbeweg. Bei $300 \text{ m}^3/\text{s}$ Oberwasser ist der Unterschied zwischen den Flut- und Ebbewegen nur gering, das Verhältnis liegt im Mittel bei $0,95$. Erst bei mehr als $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ist das Überwiegen der Ebbeweg stark ausgeprägt. Diese Betrachtung der Ebbe- und Flutwege hat zunächst Bedeutung für die Abwasserbewegung in der Unterelbe. Man kann die Abwasserbewegung mit guter Näherung der Bewegung der Wasserteilchen gleichsetzen. Das bedeutet, daß ohne Oberwasserzufluß oder bei sehr geringem Oberwasserzufluß leichte

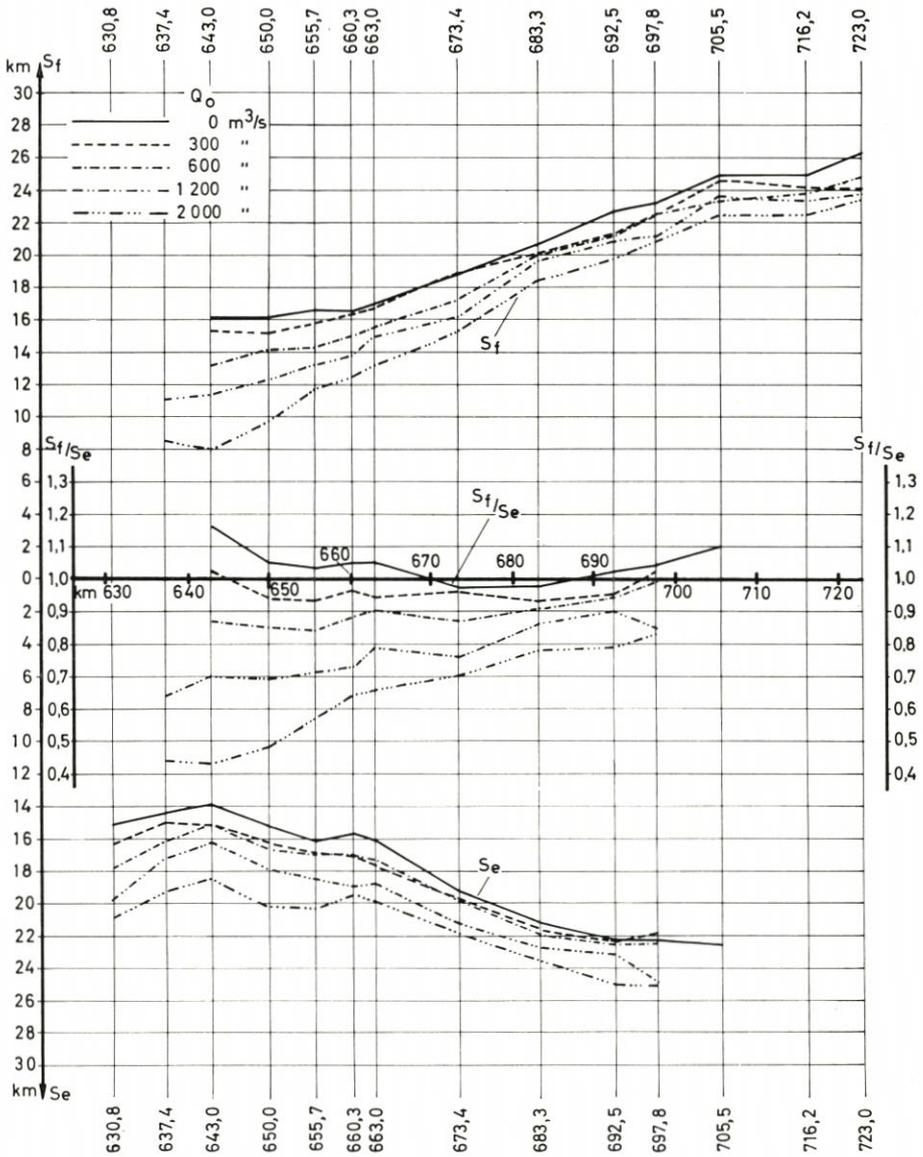


Abb. 5. Wahre Flut- und Ebbewege (Modell)

organische Schwebstoffe oder gelöste Stoffe, die etwa bei Brunsbüttel oder Stadersand eingeleitet werden, bei längerer Dauer des geringen Oberwasserzufflusses bis nach Hamburg gelangen können. Naturbeobachtungen bestätigen dieses Ergebnis. Unter ungünstigen Oberwasserbedingungen wurde marines Plankton z. B. bei Lühesand festgestellt (2). Es sind auch schon rezente Seeigelstacheln und Diatomeenschalen in Bodenproben im Gebiet des Hamburger Hafens gefunden worden (3).

Aus der Betrachtung der Geschwindigkeitsverhältnisse und der Ebbe- und Flutwege lassen sich auch Hinweise auf die Sandbewegung gewinnen. Die Sohle der Unterelbe be-

steht vorwiegend aus feinkörnigem Sand, der überwiegend in Suspension transportiert wird. Durch die Turbulenz werden Sandkörner aus der Sohle herausgelöst, in Querschnittsbereiche mit höherer Geschwindigkeit gebracht und dort in Richtung der Hauptströmung beschleunigt. Durch die Schwere sinken die Sandteilchen allmählich wieder ab und kommen in Bereiche niedrigerer Geschwindigkeit. Eine qualitative Abschätzung des Schwebstofftransportes ist mit Hilfe der Stundenlinien und der Geschwindigkeitsganglinien möglich:

Der steile Flutstromanstieg (Abb. 2) hat eine hohe Turbulenz zur Folge. Sand- und Schluffteile können von der Sohle aufgenommen und in höhere Bereiche des Querschnittes gebracht werden. Das hohe Flutstrommaximum hat einen großen Flutweg zur Folge. Die Flutstromgeschwindigkeit nimmt nach dem Maximum allmählich ab, wobei die Schwebstoffbewegung zunächst noch stromaufwärts weitergeht. Von einer bestimmten Geschwindigkeit an beginnt sich das suspendierte Material abzusetzen. Diese kritische Geschwindigkeit kann für die einzelnen Schwebstoffanteile unterschiedlich groß sein. Nach Kentern des Flutstroms vergeht noch eine längere Zeit, bis die Ebbestromgeschwindigkeit die kritische Größe erreicht hat, bei der größere Mengen des Schwebstoffes wieder aufgenommen werden. Weil bei geringem und mittlerem Oberwasserzufluß die Maximalgeschwindigkeiten bei Ebbestrom kleiner sind als die maximalen Flutstromgeschwindigkeiten und infolge der kleineren Ebbestrombeschleunigung die Turbulenz geringer ist, wird in diesem Fall vom Ebbestrom weniger Schwebstoff aufgenommen als vom Flutstrom. Die Abfallzeit des Ebbestroms ist relativ kurz, der Schwebstoff kann sich daher nicht vollständig absetzen, und auf das teilweise noch in Suspension befindliche Material wirkt dann schon wieder der Flutstrom ein. Nimmt man z. B. als kritische Geschwindigkeit 30 cm/s an, so betragen nach Abb. 2 bei $Q_0 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ die Zeiten um K_e , während der die kritische Geschwindigkeit unterschritten ist, bei km 723 30 und bei km 655,7 35 Minuten, die entsprechenden Zeiten um K_f dagegen 40 und 55 Minuten.

Bei der Ermittlung der Ebbe- und Flutwege aus den Stundenlinien lassen sich die unterschiedlichen Transportverhältnisse des Ebbe- und Flutstroms berücksichtigen: Wenn die kritischen Geschwindigkeiten für die einzelnen Flußabschnitte bekannt sind, beginnt man mit der Ermittlung der Ebbewege erst, wenn die kritische Geschwindigkeit überschritten ist. Die Ermittlung der Flutwege kann dagegen schon eher nach der Ebbestromkenterung beginnen. Das bedeutet eine relative Vergrößerung der Flutwege und relative Verkleinerung der Ebbewege. In der gleichen Richtung wirkt, daß der von der Sohle aufgenommene Schwebstoff durch die größere Turbulenz des Flutstroms in höhere Bereiche des Flußquerschnittes gebracht wird, in denen größere Geschwindigkeiten vorhanden sind. Bei dem weniger turbulenten Ebbestrom wird das Maximum der Schwebstoffkonzentration tiefer und in einem Querschnittsbereich kleinerer Geschwindigkeiten liegen. Auch die Dichteströmungen im unteren Flußabschnitt begünstigen eine stromaufwärts gerichtete Schwebstoffbewegung. Bei niedrigem Oberwasserzufluß reicht die Brackwasserzone weiter stromaufwärts als bei hohen Zuflüssen. Im Brackwasserbereich kommt es aus der Überlagerung der Dichteströmung mit der Flut- bzw. Ebbeströmung in Sohlennähe zu einer mehr oder weniger starken Zunahme der Flutstromgeschwindigkeit und Verringerung der Ebbestromgeschwindigkeit. Der relativ starke und turbulente Flutstrom nimmt daher besonders viel Material an der Sohle auf und transportiert es in relativ hohen Querschnittsbereichen stromaufwärts.

Alle genannten Faktoren begünstigen also den stromaufwärts gerichteten Schwebstofftransport gegenüber dem stromabwärts gerichteten. In der Unterelbe kann daher der stromaufwärts gerichtete Sandtransport mengenmäßig überwiegen, auch wenn

die aus den Strömungsgeschwindigkeiten ermittelten Flutwege etwas kleiner sind als die Ebbewege. Wie Abb. 5 gezeigt hat, sind bei Oberwasserzuflüssen, die kleiner als $600 \text{ m}^3/\text{s}$ sind, die Ebbewege überall nur wenig größer als die Flutwege. Zum Teil sind Flut- und Ebbewege gleich groß, in einigen Fällen sind die Flutwege sogar größer als die Ebbewege. Bei Oberwasserzuflüssen unter $600 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen daher die Voraussetzungen dafür vor, daß Sand als Schwebstoff von See stromaufwärts bis in den Raum von Hamburg gelangen kann.

Naturbeobachtungen bestätigen diese Überlegungen: In Jahren mit geringem Oberwasserzufluß sind die Baggermengen in der Unterelbe besonders groß. In diesen Jahren werden aber in dem Stauraum des Wehres Geesthacht größere Sandmengen aus dem

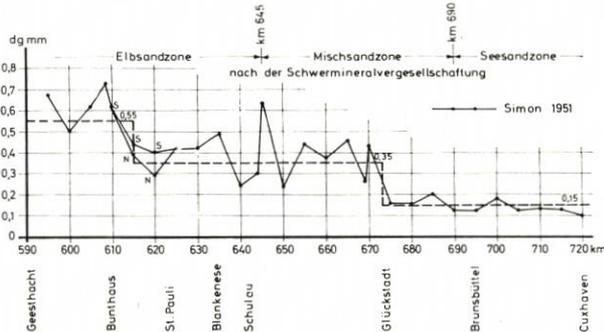


Abb. 6. Gemittelte Korndurchmesser des Elbesandes zwischen Cuxhaven und Zollenspieker

Geschiebe- und Schwebstofftransport der Mittel- und Unterelbe zurückgehalten und auch die Nebenflüsse werden der Unterelbe nur wenig Sand zuführen. Abb. 6 zeigt die Korngrößen des Elbesandes zwischen Cuxhaven und Geesthacht nach Untersuchungen von 1951 (5). Es sind drei Bereiche zu erkennen. Aus der Schwermineral-Vergesellschaftung werden ebenfalls drei Bereiche unterschieden, die Seesandzone, die bis Brunsbüttel reicht, die Mischsandzone zwischen Brunsbüttel und Schulau und oberhalb die Elbsandzone (5). Auch diese Darstellung läßt erkennen, daß Sand von See bis in die Nähe von Hamburg gelangt. Man muß daher annehmen, daß der in der Unterelbe gebaggerte Sand zum Teil jedenfalls aus der Nordsee ergänzt wird.

Die geschilderten Modellversuche haben den großen Einfluß des Oberwassers auf die Strömungsgeschwindigkeiten und damit auf die Flut- und Ebbewege der Unterelbe sowie das Verhältnis von Flut- und Ebbewegen zueinander gezeigt. Diese Faktoren sind wiederum für den Schwebstofftransport von großer Bedeutung. Aus diesen Feststellungen ergeben sich einige wichtige Hinweise für künftige Ausbauten, wie auch für die Unterhaltung der Unterelbe als Schifffahrtstraße. Das Verklappen von gebaggertem Boden und das „Aufwühlen“ der Flußsohle bei Ebbestrom, die zur Vergrößerung der Schwebstoffmengen führen, müssen bei geringerem Oberwasserzufluß unterbleiben. Wasserentnahmen aus der tidefreien Elbe sollten bei geringen Oberwasserzuflüssen weitgehend eingeschränkt werden, um die Zeiten zu verkürzen, in denen mit Sandeintrieb von See zu rechnen ist. Alle Ausbaumaßnahmen müssen so gestaltet werden, daß Ebbestromgeschwindigkeit und -beschleunigung im Verhältnis zu Flutstromgeschwindigkeit und -beschleunigung vergrößert werden und daß keine Bereiche mit besonders niedrigen Geschwindigkeiten entstehen, in denen es bei geringerem Oberwasserzufluß zu Ablagerungen im Fahrwasser kommen kann.

Schriftenverzeichnis

1. KLEIN, H. A.: Ermittlung des Durchflusses aus Strömungsmessungen im Tidegebiet. Mitteilungen des Franzius-Inst. der TH Hannover, H. 14, 1958.
2. LUCHT, F.: Hydrografie des Elbe-Ästuars. Archiv für Hydrobiologie, Suppl. Bd. XXIX II, 1964.
3. NÖTHLICH, I.: Untersuchungen über den Schlickhaushalt in der Unterelbe. Mitteilungen der WSD Hamburg Nr. 17, 1967.
4. ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als SchiffsstraÙe. Mitteilungen des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 36, 1971.
5. SIMON, W. G.: Untersuchungsergebnisse an Grundproben aus dem Gebiet der Elbe zwischen Scheelenkuhlen und Cuxhaven und ihre Ausdeutung hinsichtlich der Sandwanderung 1951. Mitteilung Nr. 8 der WSD Hamburg, 1953.

Erfahrungen mit Deichschlußverfahren beim Seedeichbau

Von Fritz-Ferdinand Zitscher

Summary

The experience in final gap closing of sea dikes at the North Sea Coast of Germany increased during the last six years. Especially the final gap closing by deep sill method operating by special ships and the use of plastic material mattresses was more developed. By that it was possible to construct a bottom protection against a water velocity of about 5 m/sec.

1. Einleitung

Bis in die Zeit vor dem 2. Weltkrieg sind an der deutschen Nordseeküste ausschließlich Bedeichungen durchgeführt worden, die zum Ziele hatten, neue Köge bzw. Polder als landwirtschaftliche Nutzfläche zu gewinnen. Vorangegangen waren diesen Maßnahmen stets umfangreiche Landgewinnungsarbeiten, und es galt als Maßstab, möglichst nur solche Flächen einzudeichen, die natürlich entwässern konnten.

In unserer Zeit sind nur noch wenige Vorhaben mit der früheren Zielsetzung, der Bedeichung landwirtschaftlich nutzbarer Flächen, vergleichbar. Das letzte Projekt dieser Art an der schleswig-holsteinischen Westküste ist die Bedeichung des Friedrich-Wilhelm-Lübke-Kooges (Abb. 1), die 1954 vor sich ging. Ganz andere Aufgaben stehen bei den danach verwirklichten Vorhaben im Vordergrund, nämlich die Verkürzung der Deichlinie und das Herstellen von Speicherbecken zur Steuerung des Hochwasserabflusses aus den küstennahen Gebieten (1, 2). So entstand 1958/59 in Nordfriesland der Hauke-Haien-Koog. Anlaß für diese Bedeichung war allein das Ziel, für das 82 000 ha große Einzugsgebiet der Soholmer und Lecker Au mündungsnahe Speicherbecken herzustellen (3). Von dem rund 1200 ha großen Bedeichungsgebiet entfallen 700 ha auf die Speicherflächen während als „Nebenprodukt“ der landwärts gelegene Teil landwirtschaftlich erschlossen worden ist.

Bei dieser Maßnahme wurde erstmals das früher geltende Grundprinzip verlassen, den zu bauenden Seedeich mit seiner Basis möglichst nicht tiefer als etwa 0,50 m unter MThw verlaufen zu lassen. Galt es doch, möglichst tief liegende Speicherflächen in die Bedeichung mit einzubeziehen.

2. Vordeichung zur Verkürzung der Küstenlinie

Als größtes Vorhaben dieser Art befinden sich die Arbeiten in der Meldorfer Bucht in der Ausführung. Veranlassung für diese Maßnahme sind die unzulängliche Wehrhaftigkeit der vorhandenen Seedeiche an der inneren Meldorfer Bucht und die mangelhafte Entwässerung der hinter den Deichen und im Geestrandgebiet liegenden Niederungen.



Abb. 1. Westküste Schleswig-Holsteins mit dem Verlauf der ehemaligen Deichlinie und ihrer Verkürzung durch den „Generalplan“

2.1. Ein Mehrzweckvorhaben

Kernstück des Projektes ist der Bau eines 14,8 km langen Seedeiches durch das Watt, etwa 2 bis 3 km vor der heutigen Seedeichlinie (Abb. 1). Diese Lösung hat folgende besonderen Vorzüge:

- a) Verkürzung der vorhandenen Seedeichlinie in der inneren Meldorfer Bucht von 30,6 auf 14,8 km und dadurch Senkung des Risikos von Deichschäden bei Sturmflut sowie der Unterhaltungskosten.
- b) Schaffung von insgesamt rund 5 Millionen m³ Wasser fassender Speicherbecken in den tief liegenden Gebieten des neuen Kooges, die groß genug sind, um das aus dem Binnenland zufließende Wasser auch bei ungewöhnlich lang andauernden erhöhten Außenwasserständen aufzunehmen, ohne daß Überschwemmungen im Einzugsgebiet auftreten. Damit Einsparungen der sonst notwendigen Kosten für den Bau und Betrieb von Schöpfwerken.
- c) Zusammenfassen der bisherigen sechs Entwässerungsschleusen in den Deichen zu zwei neuen Schleusen; dadurch Konzentration des Spülstromes und leichteres Offenhalten der Außenpriele.
- d) Als willkommener Nebeneffekt winterfeste Bedeichung von rund 600 ha Sommerkoogsländereien und Neueindeichung von rund 1600 ha landwirtschaftlich nutzbarer Vorlandflächen, wodurch eine Strukturverbesserung der Landwirtschaft dieses Raumes möglich wird. Außerdem werden 1470 ha sandiges Watt von geringem Nutzwert und 1130 ha bleibende Wasserflächen eingedeicht.

2.2. Der Bau des Seedeiches

Mit dem Bau des südlichen Abschnittes des neuen Seedeiches vom Auguste-Viktoria-Koog bis zum Helmsander Damm ist 1969 begonnen worden (Abb. 2). Diese Deichbauarbeiten sind im Jahre 1972 abgeschlossen worden. Der Zeitpunkt der Fortführung der Arbeiten nördlich des Helmsander Dammes läßt sich noch nicht angeben.

Mitentscheidend für das Durchdämmen der verhältnismäßig tiefen Meeresgebiete ist die Entwicklung modernster Maschinen. Für den Erdbau und zur Beförderung großer Sandmassen hat sich der Einsatz von Schneidkopfsaugbaggern bewährt (5). Die an der Küste vorhandenen Sand- und Meeresböden sind jedoch sehr unterschiedlich in ihrer Qualität, die als Baumaterial für den Körper des Seedeiches brauchbareren befinden sich meist tiefer als 20 m unter dem Meeresboden. Deshalb sind Saugbagger entwickelt worden, die mit Unterwasserpumpen bis zu 35 m Wassertiefe arbeiten und zusätzliche Druckwasserdüsen zum Lösen des Materials besitzen.

Der Kern des Seedeiches aus Sandboden wird durch eine Schicht aus 1 m tonhaltigem Boden bedeckt, und die Oberfläche wird durch Rasensoden gesichert (6).

2.3. Probleme des Deichschlusses

Am Beispiel der Bedeichung der südlichen Meldorfer Bucht zeigt sich, welche umfassenden Vorkehrungen getroffen werden müssen, um diesen bisher größten Deichschluß im Wattbereich zu vollziehen.

Nach Abwägung aller Vor- und Nachteile ist die Methode des Aufbaus einer Steinschwelle mittels Wasser- und Landfahrzeugen gewählt worden. Dieses Verfahren gliedert sich in zwei Phasen, nämlich:

- a. Der Aufbau einer Unterwasserschwelle durch Schiffe und



Abb. 2. Weit vor der Küstenlinie, durch tiefes Wasser, entsteht der neue Deich im südlichen Teil der Meldorfer Bucht. Zwischen Leitdämmen wird Spülboden eingebracht

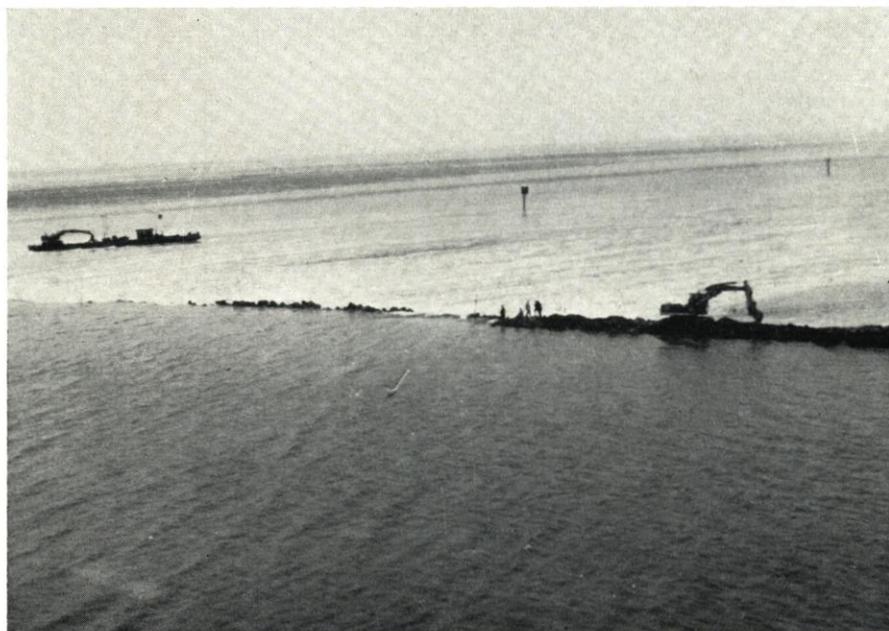


Abb. 3. Die kritische Phase des Deichschlusses ist erreicht. Der Steindamm wird durch die letzte Lücke vorgetrieben, und zwar durch Seetransporte und auf der Dammkrone

b. die Herstellung eines Steindammes, der von beiden Seiten her durch den Einsatz von Großraumkippern (Abb. 3) bewältigt wird.

Als erstes muß die Sohle gegen die spülende Kraft des in der Deichlücke schnell fließenden Wassers gesichert werden. Dies ist stets dann notwendig, wenn der anstehende Boden gegenüber den auftretenden Wassergeschwindigkeiten erosionsgefährdet ist. Bei der Durchführung dieses Verfahrens kommt es darauf an, folgende Punkte zu beachten:

1. Die gesamte Deichschlußlücke so zu bemessen, daß entweder der anstehende Boden durch die Wassergeschwindigkeit nicht erodiert wird bzw. eine Sohlsicherung anzubringen, die Auswaschungen verhindert.
2. Die Sohlsicherung hinsichtlich ihres Gewichts, der Stabilität ihrer Filterfunktion sowie bezüglich ihrer Ausmaße so zu bemessen, daß die über die Steinschwelle stürzenden Wassermassen mit Sicherheit eine Bodenerosion nicht herbeiführen können.
3. Die Steinschwelle durch Schiffe gleichmäßig aufzuschütten, um zu verhindern, daß sich durch etwaige Senken eine gebündelte Strömung schnell fließenden Wassers bildet.
4. Das Wachsen der Höhe der Steinschwelle zeitlich so abzuwickeln, daß die kritischen Höhenlage, in der die max. Wassergeschwindigkeiten durch das Ausbilden eines unvollkommenen Überfalls auftreten, möglichst schnell durchfahren wird.
5. Die Herstellung des Steindammes durch Landfahrzeuge von beiden Seiten her so zu bewirken, daß diese letzte Phase des Schließvorganges sich so kurz wie möglich gestaltet. Hierbei treten bekanntlich durch die horizontale Einschnürung die höchstmöglichen Fließgeschwindigkeiten des Wassers auf.

Die Deichschlußöffnung war mit einer Breite von 450 m auf NN + 2,0 m und von 350 m auf NN - 2,0 m geplant. Die Sohle ist durch Sinkstücke gesichert worden, die im Bereich der Deichschlußöffnung eine Breite von 58 m erhalten haben. Beim Deichschluß sind nacheinander mehrere horizontale Schichten von Steinen eingebaut worden. Die Sohlsicherung besteht aus Sinkstücken, deren Hauptbestandteil ein Gewebe aus Polypropylenfäden ist (10). Darauf liegt eine Geröllschicht mit folgenden Steinschichten:

Lage	Steingewicht (kg)	Geschwindigkeit (m/s)
bis NN - 1,20 m	30/200	2,50
bis NN - 0,40 m	80/400	4,50
bis NN + 0,50 m	80/400	4,40
bis NN + 2,00 m	30/200	bis 0 abklingend

Die Steingewichte ergeben sich aus den Strömungsgeschwindigkeiten des über die Steinschwelle fließenden Wassers. Sie sind durch Modellversuche ermittelt worden.

Das vorbeschriebene Verfahren ist an der deutschen Küste erstmals angewendet worden und hat insofern außerordentlich interessante Aufschlüsse über die Praktiken dieser Deichschlußmethode gegeben, als das Verfahren in einem ersten Versuch fehlschlug (Abb. 3). Die oben erwähnten Kriterien waren alle beachtet worden, dennoch trug das Zusammenwirken unvorhersehbarer Faktoren dazu bei, daß das Bauwerk in der kritischen Phase des Schwellenaufbaues durch Erosionskräfte zerstört wurde. Ein in dieser Phase des Deichschlusses unvorhersehbar einsetzender höherer Wasserstand erzeugte dann in dieser Senke der Schwelle eine so hohe Geschwindigkeit, daß die Sohlsicherung an ihrem Ende unterhöhlt wurde und eine rückschreitende Erosion eintrat.

Der Verbau durch eine Steinschwelle birgt diese Gefahr grundsätzlich in sich (11). Sofern es gelingt, die Filterregeln für durchströmte Sinkstücke besser zu erfassen, wird das Risiko entsprechend gesenkt werden können (12, 13, 14).

Das Verfahren für den endgültigen Deichschluß ähnelt dem ursprünglichen sehr weitgehend. Es wurden nämlich erneut Sinkstücke abgesenkt, und zwar von Spezial-

pontons aus, und es erwies sich hierbei als notwendig, die Sinkstücke in der üblichen bewährten Weise durch Faschinenbündel schwimmfähig zu machen bzw. sie auszusteifen. Die Beschwerung dieser Sinkstücke geschah durch eine 150 kg schwere Schicht aus Geröll, während das Einzelsteingewicht des hierauf aufzubauenden Steindammes bis zu 600 kg betrug. Die Wassergeschwindigkeit erreichte während der Verbauzeit der Lücke Werte bis zu etwa 5,0 m/sec, so daß es deshalb nötig war, Senksteine mit so hohen Einzelgewichten auszuwählen.

3. Abdämmung von Flußmündungen

Durch das mündungsnah Abdämmen von Flußmündungen läßt sich die Seedeichlinie in großem Maße verkürzen. Dies wird am Beispiel der Eidermündung besonders deutlich (Abb. 1). Das im Damm errichtete Sperrwerk wird einen wesentlichen Beitrag leisten, um die seit dem Bau der ersten Abdämmung (1936) eingetretenen Entwässerungsschwierigkeiten des 2000 km² großen Gebietes zu beheben (4).

3.1. Die Abhängigkeit der Wasserwirtschaft

Die Eider ist der größte Fluß Schleswig-Holsteins. Ursprünglich waren die weiten Eiderniederungen unbedeicht, und der Einfluß von Ebbe und Flut reichte weit ins Land hinein. Große Niederungsflächen wurden bei Sturmfluten überflutet. Das verhinderte zwar eine beständige Nutzung dieser Flächen, jedoch ergaben sich hieraus bei jeder Überflutung Ablagerungen von Ton, die in weiten Gebieten zu fruchtbarem Land an Stelle der Moorflächen führte.

Schließlich wurde aber damit begonnen, diese Niederungsflächen gegen den Zugriff der Sturmfluten zu sichern. Als erstes wurde die Treene bei Friedrichstadt im Jahre 1570 gegen den Tideeinfluß bedeicht. Hierdurch wurde jedoch ein bedeutender Flutsperrraum ausgeschaltet.

Der wohl tiefgreifendste Eingriff in die hydrographischen Verhältnisse des Eidergebietes war die Erbauung des Nord-Ostsee-Kanals von 1887 bis 1895. Insgesamt werden der Eider rund 120 000 ha Einzugsfläche entzogen. Hierdurch wurde der Sturmflutsperrraum weiter erheblich verkleinert. Die Folge war ein höheres Auflaufen der Sturmfluten, wodurch die Bewohner an der Eider gezwungen wurden, ihre Deiche zu erhöhen. Dies wurde jedoch schließlich wegen der tiefen Moorschichten, die das Gewicht der Deiche nicht tragen konnten, unmöglich, so daß die 1936 fertiggestellte erste Eiderabdämmung bei Nordfeld den endgültigen Hochwasserschutz sicherstellte.

3.1.1. Die Versandung der Außeneider und ihre Folgen

Die anfangs günstige Entwicklung der Wasserwirtschaft seit der Abdämmung der Eider schlug durch eine bis dahin verborgen gebliebene Kraft langsam und unaufhaltsam in das Gegenteil um.

Mit Ausführung der Abdämmung bei Nordfeld wurde der abgedämmte Teil der Eider dem Gezeiteneinfluß entzogen. Hierdurch wurde die Tidewassermenge um 12 Millionen m³ verkleinert. Die Tidewelle veränderte sich dergestalt, daß das Tideniedrigwasser

auf NN -1,59 m absank und das Tidehochwasser auf NN + 1,65 m anstieg. Vorher lagen diese Wasserstände an der Abdämmstelle etwa bei NN - 1,00 m bzw. NN + 1,25 m. Durch die Veränderung der Tidewelle erfuhr der Ebbstrom gegenüber dem Flutstrom eine beachtliche Geschwindigkeitsabschwächung, so daß der vom Flutstrom von den Nordseewatten her mitgeführte Sand sich im inneren Mündungsschlauch der Eider abgelagerte und vom schwächeren Ebbstrom nicht mehr zurückgetragen wurde. So hat sich von 1936 bis heute eine Sandmenge von mehr als 40 Millionen m³ in der Tideeider von der See her bis zur Abdämmung abgelagert (9).

3.1.2. Die künstliche Spülung der Tideeider

Das Problem der Versandung der Außeneider war nicht allein dadurch gelöst, indem man die Entwässerung im Eidergebiet auf Schöpfbetrieb durch Pumpwerke umstellte. Durch die Versandung wurden ja auch die anderen, außerhalb des Eiderverbandes, unterhalb von Nordfeld an der Tideeider, gelegenen Niederungsgebiete betroffen. Es handelt sich hierbei um Teile der Marschen in Norderdithmarschen und Eiderstedt sowie um das Gebiet der Treene (Abb. 4).

Durch die Einführung eines künstlichen Spülbetriebes mit der Sielanlage in Nordfeld ist es immerhin gelungen, die Abflußquerschnitte im Bereich von Nordfeld bis Friedrichstadt soweit auszuräumen, daß den Umständen nach einigermaßen ausreichend entwässert werden kann.

Dem künstlichen Spülbetrieb liegt der Gedanke zugrunde, die Kraft des Ebbstromes dadurch zu verstärken, daß in den Zeiten geringeren Oberwasserabflusses durch Zusatz von Spülwasser aus der abgedämmten Eider der Strom so verstärkt wird, daß er ausreicht, die mit dem Flutstrom eingewanderten Sandmassen wieder seewärts zu transportieren.

3.2. Die mündungsnahe Abdämmung

Im Rahmen des „Generalplans“ (1) wird die 4,8 km breite Mündung der Eider abgedämmt. Auch dieses Vorhaben ist 1972 fertiggestellt worden (7). Das Verfahren zum Schließen des Dammes ist ausführlich beschrieben worden (8).

3.2.1. Zusammenwirken von Sperrwerk und Speichern

Das Abflußgeschehen in der Eider bis zur bisherigen Abdämmung bei Nordfeld sowie der Treene bis zu ihrer Mündung bei Friedrichstadt wird in bedeutender Weise unterstützt durch Speichervorgänge. Hierfür stehen in der Binneneider nicht nur die Räume zwischen den Deichen zur Verfügung, sondern es sind kleinere Seen vorhanden, und im übrigen trägt der Grabenraum der weit ausgedehnten Niederungen zum Speichern bzw. Rückhalten von Niederschlagswasser bei. Die Verhältnisse in der Treene sind im Vergleich zur Binneneider vor allem wegen des Verhältnisses Geest und Niederung im Niederschlagsgebiet ganz anders gelagert.

Trotz der genannten natürlichen Speicherräume und der künstlich geschaffenen, ist es in beiden Flußsystemen nicht möglich gewesen, Hochwasserspitzen schadlos abzuführen. In der Binneneider geschah eine Bewältigung solcher Spitzen durch Abschalten der Schöpfwerke, während im Treeneraum die Nutzflächen unmittelbar überschwemmen.

zeichnet wird, werden zukünftig Meßwerte zum Eidersperrwerk gemeldet, wodurch die Steuerung erfolgt. Inwieweit für das Sperrwerk alle verfügbaren Tiden ausgenutzt werden müssen, um die Außenvorflut offenzuhalten oder eine bestimmte Anzahl für das Leerhalten des Speichers „Tideeider“ bereitgehalten werden können, wird der Betrieb innerhalb der ersten Monate aufzeigen. Eine entsprechende Überwachung und Auswertung der Geschehnisse ist sichergestellt.

4. Schluß

Die durch den Generalplan der Landesregierung Schleswig-Holstein ins Leben gerufenen Maßnahmen zur Verkürzung der Deichlinien an der Nordseeküste haben die Problematik des Schließens von Deichlücken gegenüber früheren Verfahren wesentlich geändert. Dies liegt vor allem daran, daß wesentlich größere Wassermassen abgeriegelt werden müssen und dadurch tiefer liegende Meeresgebiete zu durchdämmen sind.

Die im einzelnen entwickelten Techniken unterscheiden sich wesentlich, ob es sich um einen Deichschluß handelt oder ob Wasserströme umzuleiten sind. Für die eine ist die südliche Meldorfer Bucht ein Beispiel, während die Eiderabdämmung ein Muster des anderen Falles darstellt.

Aus beiden Maßnahmen konnten wichtige Erkenntnisse hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit von Deichschlußverfahren gewonnen werden. Dabei sind jeweils Modelluntersuchungen herangezogen worden, um die hydraulischen Vorgänge während der kritischen Phasen des Verbaus zu studieren. Es sind nicht nur umfassende Erfahrungen mit dem Einsatz von Großgeräten gewonnen, sondern auch Sinkstück-Bauweisen erprobt worden, um den Meeresboden im Bereich des Deichschlusses vor Erosion zu schützen. Beides ist geeignet, um weitere Projekte des Generalplanes sowohl in der Planung als auch in der Ausführung zu unterstützen.

Schrifttum

1. SUHR, H.: Generalplan Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein vom 20. 12. 1963. Wasser und Boden 16 (1964), 8, S. 249-254.
2. PETERSEN, P.: Vordeichung Meldorfer Bucht - Stand der Bauarbeiten. Bauwirtschaftliche Informationen Nr. 11/1972, Ausgabe A.
3. LEBHERZ, D.: Hochwasserentlastung Bongsiel an der schleswig-holsteinischen Westküste. Wasser und Boden 8/1964.
4. ENGEL, H.: Über die Landgewinnung im Wattengebiet, Mitt. d. Franzius-Inst., H. 22, 1963, S. 4-85.
5. BRÖSKAMP, K.-H.: Naßbaggerei und Bodentechnik, Mitt. des Franzius-Instituts, H. 25, 1965, S. 127-146.
6. WOHLBERG, E.: Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. Die Küste (13), 1965, S. 73-102.
7. PETERSEN, M.: Der Eiderdamm Hundeknöll-Vollerwiek als Folge künstlicher Eingriffe in den Wasserhaushalt eines Tideflusses. Materialsammlung der Agrarsozialen Gesellschaft e. V., H. 62, 1967, S. 158-173.
8. CORDES, F.: Eiderdamm - Hundeknöll-Vollerwiek. Sonderdruck aus: Die Bautechnik, H. 11 + 12/1970, 9, 10 + 11/1971, 7 + 8/1972.
9. o. V.: Gutachten über die Vorschläge zur Behebung der Schwierigkeiten in der Eider. Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Gutachtergruppe Eider (12), 1964, S. 30-61.
10. ZITSCHER, F. F.: Kunststoffe für den Wasserbau, Heft 125 der Schriftenreihe Bauingenieur-Praxis, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1971.

11. BRETH, H., und KLÜBER, T.: Die Standsicherheit durchströmter Steinschüttdämme, Wasserwirtschaft 63 (1963), H. 3, S. 71-83.
12. o. V.: De voorbereidingen en het sluitingschema voor de afsluiting van het Brouwershavense Gat. Driemaandelijks Bericht, Nr. 55, Febr. 1971, S. 227-233, Deltawerken, Den Haag.
13. FRANKE, E., und MANZKE, D.: Zwei interessante Beispiele von den Erdbauaufgaben am Elbe-Seitenkanal, Mitteilungsheft 30 der Bundesanstalt für Wasserbau.
14. BATEREAU, C., und LATTERMANN, E.: Über die Anwendung von Kunststoffen beim Bau kleiner Erdstaudämme, Wasserwirtschaft und Wassertechnik 23 (1973), H. 2, S. 51-53.
15. TERZAGHI: Bodenmechanik in der Baupraxis, S. 534-547.

Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney zu den Dünenabbrüchen auf der ostfriesischen Insel Langeoog

Von Günter Luck

Summary

In the passed decennary the north-west of Langeoog Island suffered from large scale dune erosions. Though this development was expected, the erosion reached dimensions, which were no longer unobjectionable. Therefore the endangered beach section was protected from further erosion by a sand-filled pipe skeleton and additional embankment (active island protection). These measurements were preceded by investigations, the aims and results of which are reported.

Seit etwa 1960 befinden sich die Dünen im Nordwesten Langeoogs auf einer Länge von rund 2,0 km im Abbruch (Abb. 1). Dem Abbruchgeschehen ging eine Breiten- und Höhenabnahme des Strandes infolge unzureichender natürlicher Sandzufuhren voraus. Im Schutz der im Abbruch befindlichen Dünen liegt das landschaftlich reizvolle „Pirolatal“, in welchem jedoch außer zwei Wasserversorgungsbrunnen keine rationalen Werte vorhanden sind. Dieses Tal gerät bei fortschreitender Entwicklung der Abbruchvorgänge in Gefahr, da es nach völligem Verlust der schützenden Dünen bei überhöhten Wasserständen überflutet werden wird. Hierdurch würde ein Zustand herbeigeführt, wie er etwa um die Jahrhundertwende vorhanden gewesen ist. Der vor dem Pirolatal liegende Dünenzug ist nämlich erst nach 1900 aus natürlichen Sandzufuhren entstanden. Insgesamt erscheint es wünschenswert, diese somit verhältnismäßig jungen Dünen und das Pirolatal zu schützen und zu erhalten.

In der Vergangenheit verfügten die Strände Langeoogs im allgemeinen über ausreichende Sandzufuhren, und die Sandbilanz des Inselwestens war insgesamt ausgeglichen und zeitweise positiv. Indessen unterliegen die Strände starken Verformungen, die ursächlich auf die großräumigen Vorgänge im Bereich der Accumer Ee (Seegat zwischen Baltrum und Langeoog) zurückzuführen sind. Immerhin hielten sich diese Verformungen sowohl räumlich als auch zeitlich in erträglichen Grenzen, so daß bauliche Eingriffe bis in jüngere Zeit nicht in Erwägung gezogen zu werden brauchten.

Bereits während der Sturmflut von 1953 waren im Westen Langeoogs besorgniserregende Dünenverluste eingetreten. Damals wurde erstmals erwogen, die gefährdeten Dünenabschnitte mit massiven Schutzwerken abzusichern. In diesem Zusammenhang 1953/54 angesetzte Untersuchungen (1) führten jedoch zu dem Ergebnis, daß die Abbrucherscheinungen keinem langfristigen Trend unterliegen und mit einer Gesundung der gefährdeten Dünen schon bald zu rechnen sei. Das Abbruchgeschehen stehe nämlich in engem Zusammenhang zu den als „Atmungserscheinungen“ bezeichneten Vorgängen in der tiefen Rinne der Accumer Ee, die alternierend zu mit Tiefenabnahme verbundenen Breitenzunahmen und zu Tiefenzunahme bei Breitenverlust neige. Hiermit sei offenbar eine Änderung des Stromarbeitsvermögens verbunden, wodurch der Riffbogen der Accumer Ee zwischen einer nördlichen (Accumer Ee schmal und tief) und einer südlichen Lage (breit und flach) pendeln würde. Entsprechend wechsele der Anlandungsbereich der

Platen des Riffbogens zwischen Nord- und Weststrand. Unter Berücksichtigung dieser Untersuchungsergebnisse und der 1953 vorhandenen großräumigen Verhältnisse im Gebiet westlich Langeoogs sei zu erwarten, daß die Abbrüche im Westen vorübergehend wären und mit kräftigem Sandnachschub in diesem Strandabschnitt schon bald wieder gerechnet werden könne. Im Gebiet des Nordstrandes müßte demgegenüber mit zeitweiligen Sanddefiziten gerechnet werden. Diese Entwicklung trat dann in den Folgejahren auch ein.

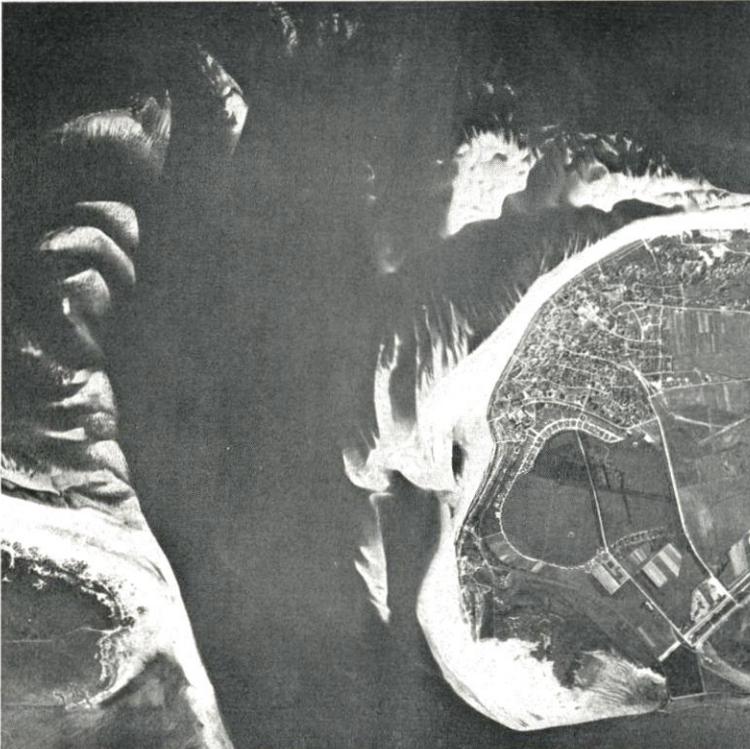


Abb. 1. Westteil Langeoogs (29. 8. 72) mit Ostende Baltrum und Riffbogen. Im Westen und Nordwesten landen Platen an, die den Sandhaushalt der Strände entscheidend verbessern.
Hergestellt durch Ing.-Büro N. Rüpke, Hamburg. Freigegeben durch LAH Nr. 558/72

Die nun in jüngerer Zeit im Nordstrandbereich erwarteten und eingetretenen Verhältnisse wurden 1953/54 in ihrem jetzt erreichten Ausmaß nicht erkannt. Zum einen waren die Untersuchungen seinerzeit nicht auf den nun im Abbruch liegenden Strand- und Dünenabschnitt ausgedehnt worden, und zum anderen nahmen die Abbruchvorgänge einen nicht erwarteten zeitlichen Verlauf.

Obwohl im Zuge dieser Entwicklung rationale Werte nicht gefährdet waren, wurden doch Überlegungen zur Behandlung der gefährdeten Dünenzüge angestellt. Das Ausmaß der Abbrüche bis zu insgesamt 80 m zwischen 1960 und 1971 sowie die allgemeinen Strandverhältnisse und die hierdurch hervorgerufenen Kliffbrandungserscheinungen schon bei leicht erhöhten Tiden, die das Abbruchgeschehen zweifellos beschleunigten, ließen nicht erwarten, daß eine spürbare Verbesserung der örtlichen Situation durch kräftige Sandzufuhren sobald zu erwarten sei, als daß die Dünen im natürlichen Ablauf des Geschehens gesunden würden.

Da somit ein baulicher Eingriff in das Abbruchgeschehen unerlässlich erschien, wurden zunächst zwei Möglichkeiten zum Schutze des bedrohten Dünen- und Strandabschnittes erwogen:

1. *Starre Verteidigung durch massive Schutzwerke (Buhnen und Deckwerke)*. Eine solche Lösung erschien nicht vorteilhaft, da bei Anhalten der in Fluß befindlichen Entwicklung die Dünenabbrüche in den Flanken der Schutzwerke weiterverlaufen und die Strände weiterhin abnehmen würden. Hierdurch entstünde die Notwendigkeit, solche Schutzwerke laufend zu erweitern. Die aufzuwendenden Mittel stünden dann möglicherweise nicht mehr im gesunden Verhältnis zum letztlich erzielten Erfolg.
2. *Bewegliche – gegebenenfalls aktive – Verteidigung der gegenwärtigen Dünenlage durch leichte Bauwerke*. Dieser Lösung lag der Gedanke zugrunde, den gegenwärtigen Dünenfuß der Kliffbrandung zu entziehen und ihn zu erhalten, bis eine grundlegende Verbesserung der Strandverhältnisse durch natürliche Sandzufuhren erfolgt ist und die weitere Entwicklung dann sich selbst überlassen bleiben kann. Dieses Verfahren bot auch wirtschaftliche Vorteile.

Vor der endgültigen Entscheidung über die bauliche Behandlung der Abbruchsstrecke wurden jedoch neue Untersuchungen des Schadensbereiches vorgenommen, in welchen zu klären war, ob es sich am Nordstrand Langeoogs um eine bleibende, fortlaufende Erosion oder lediglich um eine zeitweilige Erosionsphase handelt, nach welcher wieder Strandzuwachs und Dünenneubildung zu erwarten seien. Dementsprechend wurden die Untersuchungsziele – wie folgt – gesetzt (2):

1. Sind die Strandverluste und Dünenabbrüche im Norden Langeoogs allein oder vorzugsweise auf örtliche Verschiebungen des Platananlandungsbereiches zurückzuführen oder werden sie darüber hinaus durch Störungen des küstenparallelen Sandtransportes verursacht?
2. Wird die Lage des Riffbogens und damit des Platananlandungsbereiches allein von der Accumer Ee gesteuert oder sind hier auch noch andere Kräfte wirksam?
3. Sind in der gesamten morphologischen Entwicklung des Untersuchungsgebietes zyklische Bewegungen nachzuweisen, die es erlauben, auch zeitliche Vorstellungen über den künftigen Ablauf des Geschehens zu entwickeln?

Die Schwerpunkte der Untersuchungen lagen im Sinne dieser Untersuchungsziele auf der Entflechtung lang-, mittel- und kurzfristiger morphologischer Vorgänge im Bereich der Accumer Ee, des Riffbogens und des westlichen Strand-Dünen-Komplexes Langeoogs sowie der Rückführung dieser Vorgänge auf die sie bewirkenden hydrologischen Ursachen.

Ohne auf den recht schwierigen und mühsamen Gang der Untersuchungen einzugehen, seien deren Ergebnisse mitgeteilt:

1. Im ausgeglichenen Zeitwegplan neigen die Dünen am Nordstrand Langeoogs langfristig zu Anwuchs- und Abbruchserscheinungen, die auf zyklische Bewegungen (etwa 100 Jahre) hindeuten scheinen.
2. Die tiefe Rinne der Accumer Ee neigt langfristig (etwa 300 Jahre) zu Mündungsverlagerungen nach Osten, die von kurzfristigen Ausschlägen nach Westen und Osten überlagert sind.
3. Die Verlagerung der Accumer Ee und die Bewegung des Dünenfußes im Norden Langeoogs stehen in starker Abhängigkeit zueinander. Die ausgeglichenen Kurven der Hoch- und Rechtswerte des Mündungsbereiches der Accumer Ee verlaufen zu den Zeitweglinien des Dünenfußes invers.
4. Das mittelfristige Geschehen (15 bis 20 Jahre) kommt in der Wandergeschwindigkeit der Platengruppen vom Ostende Baltrums bis zum Westende Langeoogs zum Ausdruck. Etwa alle 5 bis 6 Jahre werden Platengruppen im Westen oder Nordwesten Langeoogs angelagert.

5. Im allgemeinen lang- und kurzfristigen Geschehen sind die derzeitigen Dünenabbrüche am Nordstrand zumindest ungewöhnlich. Sie müssen daher auf ein kurzfristig wirksames Ereignis zurückgeführt werden.
6. Als kurzfristige Erscheinung ist nun das Absplittern eines großen Teils einer Platen-Gruppe, die sich auf den Nordweststrand zubewegte, zwischen 1960 und 1966 anzusehen. Der größte Teil dieser Platen-Gruppe landet gegenwärtig am Weststrand Langeoogs an (Abb. 1). Der hier zugeführte Sand verbessert die Verhältnisse am Weststrand (Abb. 2), fehlt indessen am Nordstrand und ließ die Strände dort schrumpfen, wobei die Dünen hier in den Wirkungsbereich des Seeganges gelangten und dann beschleunigt abgebaut wurden.

Das Absplittern oder Ausscheren von Platen ist auch andernorts kein seltenes Ereignis. Die Ursachen sind noch nicht hinreichend geklärt. Es ist jedoch wahrscheinlich, daß die jeweilige Lage der Platen und das hinzutretende Witterungsgeschehen hierfür von Bedeutung sind.

7. Der Rest der in der ursprünglichen Verlagerungsrichtung bewegten Platen-Gruppe hatte bereits seit 1971 Kontakt mit dem „unterernährten“ Strandabschnitt und ist dort seitdem wirksam. Eine durchgreifende Verbesserung der Strandverhältnisse kann von den jetzt anlandenden Platen noch nicht erwartet werden. Erst die genau auf die Schadensstrecke verlagernde nachfolgende Plate führt so viel Sand, daß durch die Anlandung ein Gesundungsprozeß der Abbruchsdünen herbeigeführt werden kann.

Das entscheidende Ergebnis der Untersuchungen war die Bestätigung der Vermutung, daß die Strandverluste und Dünenabbrüche im Norden Langeoogs nicht langfristigen, sondern lediglich vorübergehenden Charakters sind und daß der zeitliche Ablauf des Abbruchgeschehens nun zu übersehen ist. Bei einem Anlandungsrhythmus der Platen von 5 bis 6 Jahren können die Vorgänge mit angemessenen Mitteln unter Kontrolle gebracht werden, zumal eine neue Platen-Gruppe genau in Richtung auf den Schadensbereich verlagert und somit lediglich auf Zeitgewinn hingearbeitet werden muß.

Auf der Grundlage dieser Untersuchungsergebnisse fiel die Entscheidung zugunsten einer aktiven Verteidigung der im Abbruch befindlichen Dünenstrecke. Eine mit dem gleichen Problem durch den Küstenausschuß Nord- und Ostsee befaßte Gutachtergruppe konzipierte die funktionellen Ziele der aktiven Dünensicherung auf Langeoog wie folgt (3):

1. Fernhaltung des Seeganges bei mäßig erhöhten Tiden vom Dünenfuß und Unterbindung der Kliffbrandung am Dünenhang
2. Anhebung des Strandes mit dem Ziel, die Wellen bei stark erhöhten Tiden in größerer Entfernung von den Dünen zum Bruch zu zwingen und ihnen im Auflauf möglichst viel Energie zu entziehen
3. Verzögerung von strand- und dünenparallelen Brandungsströmen

Um diese funktionellen Ziele zu erreichen, schlug die Gutachtergruppe ein Sandschlauchskelett vor, das auf dem Strand angeordnet und durch zusätzliche Sandaufspülung verstärkt werden sollte (Abb. 3). Durch eine Längsanordnung von Sandschläuchen etwa 50 m vor dem Dünenfuß könne erreicht werden, daß der Seegang bei mäßig erhöhten Tiden von den Dünen ferngehalten wird. Zur Verzögerung der Brandungsströme seien Querwerke vor und hinter dem Längswerk vorzusehen. Durch den in die so geschaffenen Felder aufgespülten Sand könne der Strand angehoben und das Schlauchskelett zusätzlich gesichert werden.

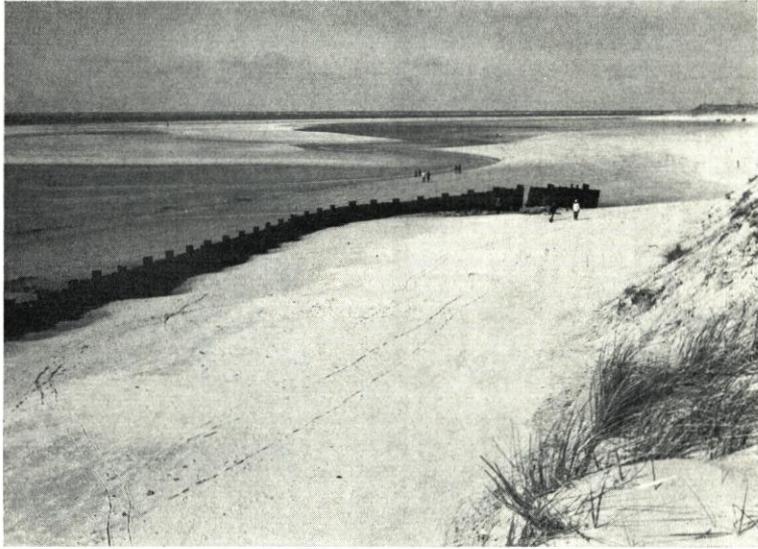


Abb. 2. Weststrand Langeoogs im Anlandungsbereich (April 1973)



Abb. 3. Schlauchskelett auf dem Langeooger Nordweststrand durch Aufspülung und natürliche Sandzufuhren größtenteils eingedeckt (April 1973)

Mit der Ausführung dieses Vorschlages wurde im Sommer 1971 begonnen. Die erwartete Wirkung des Sandschlauchskeletts und der Aufspülung stellte sich schon während des Baues heraus. Weitere Dünenabbrüche sind bisher ausgeblieben (Abb. 4). Bereits während des Baues und in den Folgezeiten wurde der erwartete Einfluß anlandender Platen fühlbar. Weitere Platen liegen bereits dicht vor dem Strand und werden in den kommenden Jahren die Strandverhältnisse weiter verbessern (Abb. 1).

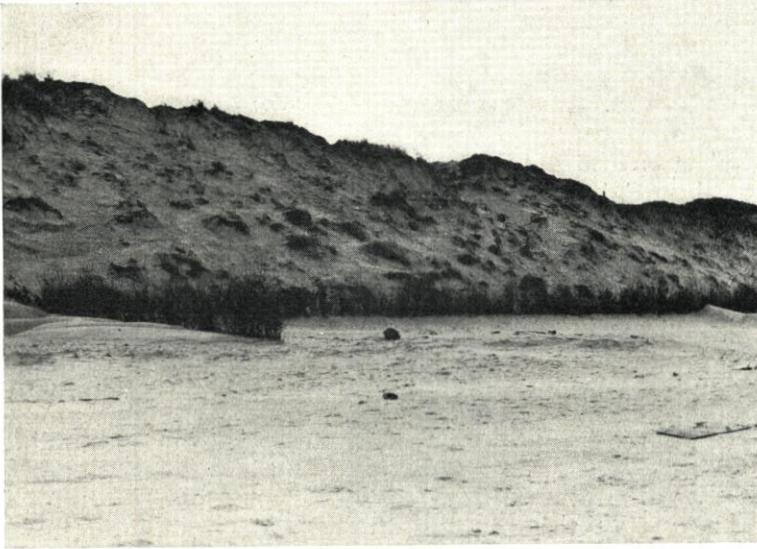


Abb. 4. Schadensbereich im Nordwesten Langeoogs. Die Dünenabbrüche sind durch das Schlauchskelett unterbunden worden. Sandfanganlagen am Dünenfuß führten zu ersten Erfolgen (April 1973)



Abb. 5. Infolge Unterströmung abgesackte Teile der Längs- und Querwerke des Schlauchskeletts (April 1973)

Die Schlauchwerke waren während der Herbst 1971 und 1972 durch mehrere Windfluten stark beansprucht und wurden auch an einigen Stellen unterspült (Abb. 5). Obwohl sie hierdurch streckenweise versackten, erfüllten sie doch ihren Zweck, da sie das Brandungsgeschehen von den Dünen fernhielten und dort keine Verluste mehr eintraten. Eine Anordnung der Schläuche oder ähnlicher Werke im unmittelbaren Dünenbereich (passive

Verteidigung) würde in solchen Schadensfällen auch weitere Dünenabbrüche nach sich gezogen haben. Auch schon hierdurch ist die Richtigkeit der Konzeption des aktiven Dünen-schutzes erwiesen.

Das wesentliche und nicht unerwartete Ergebnis der Untersuchungen und Verfahren in Langeoog ist, daß massive und kostspielige Bauwerke auch bei zunächst erschreckend erscheinenden Entwicklungen nicht allein das Allheilmittel sind und eine weitgehend natürlich gestaltete aktive Abwehr unerwünschter Erscheinungen häufig nicht nur aus wirtschaftlichen Gründen zu besseren Ergebnissen führen wird.

Schriftenverzeichnis

1. HOMEIER, H.: Die Entwicklung des Westteils von Langeoog seit Beginn des 18. Jahrhunderts. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1956, Band VIII.
2. HOMEIER, H. und LUCK, G.: Untersuchungen morphologischer Gestaltungsvorgänge im Bereich der Accumer Ee als Grundlage für die Beurteilung der Strand- und Dünenentwicklung im Westen und Nordwesten Langeoogs. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1970, Band XXII.
3. LÜDERS, K., FÜHRBÖTER, A. und RODLOFF, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, Heft 23, 1972.

Entwicklung, Bau und Funktion eines extrem flachgehenden Watten-Meßbootes

Von Peter Wieland, Büsum

Summary

The tidal mud flats coming dry in low water, on the German North Sea coast, have so far been topographically surveyed by levelling. Relative to a single point, this classical method is incomparably precise, but it requires a lot of personnel and time, while remaining unsatisfactory as to its results because of variations in tidal mud flats which may consequently occur in the meantime. Said method had therefore to be replaced by a modern and efficient one.

For that purpose, a boat of the Trimaran-type with an extremely easy draught was developed. It is described here in some detail. This flats-surveying boat "ALWALOT" consists of a plastic-coated plywood hull and is provided with a Dr. FAHRENTHOLZ-echograph as well as with a Decca-Hi-Fix-receiving system. It is driven by a SABB-diesel engine of 12/16 H.P. and a three-bladed propeller of 38 cm Ø. With full load, maximum draught inclusive of propeller reaches 44 cm. This special service boat also permits to twice as quickly survey topographically all of the tidal mud surfaces jutting forth as far as 1 m M.S.L., using echo-sounding around time of high water.

Inhaltsverzeichnis

I. Aufgabe und natürliche Bedingungen	53
II. Technische Gegebenheiten	55
III. Planung und Entwicklung	56
A. Bootskörper	
1. Entwicklung des Bootstyps	57
2. Modellversuche	58
B. Antriebsanlage	
1. Propulsionsorgan	63
1.1. Luftpropeller-Antrieb	63
1.2. Impeller-Strahlantrieb (Jet)	63
1.3. Strahlprop-Antrieb	64
1.4. Düsenkolben-Strahlantrieb	65
1.5. Schraubenpropeller-Antrieb	65
2. Antriebsmaschine	66
C. Meßausrüstung	
1. Lotung	66
2. Ortung	67
3. Arbeitsraum	68
IV. Zusammenfassung	69
V. Schriftenverzeichnis	71

I. Aufgabe und natürliche Bedingungen

Die Wasserwirtschaftsverwaltung des Landes Schleswig-Holstein hat im Rahmen ihrer Aufgaben unter anderem das natürliche Kräftespiel an den Küsten zu überwachen und die engeren Zusammenhänge zu ergründen.

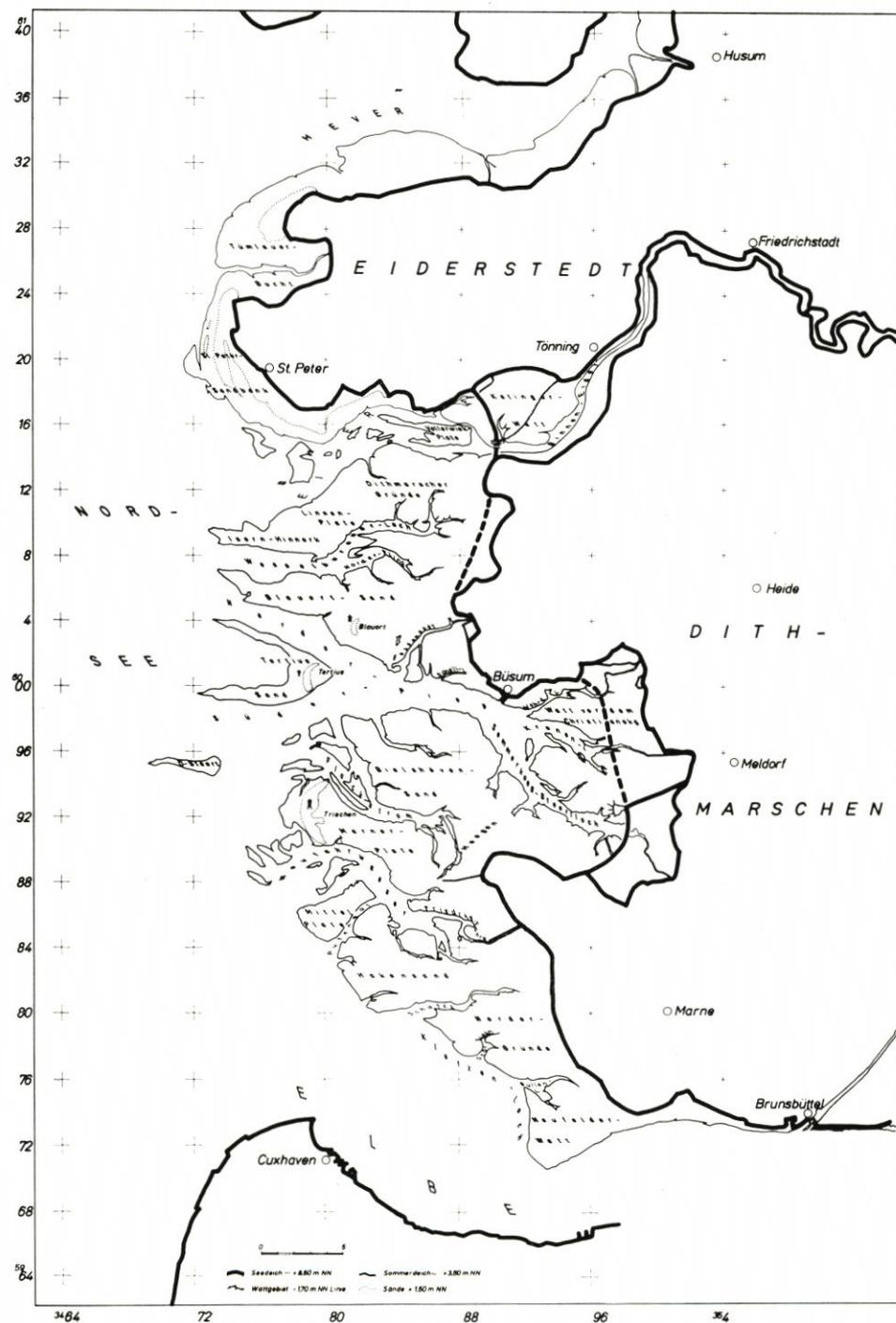


Abb. 1. Übersichtskarte der Dithmarschen vorgelagerten Watten und Außensände und der dieses Gebiet gliedernden Priele

Zu diesem Zweck wird das Wattengebiet an der Nordseeküste wiederholt topographisch vermessen. Die Ergebnisse mehrerer aufeinanderfolgender Messungen geben Aufschluß über Art, Umfang und Richtung morphologischer Veränderungen (1, 3, 5, 7, 9, 15).

Der größere Teil dieses Küstengebiets, nämlich die während der Ebbezeit trockenfallenden Watten, ist bisher nivellitisch vermessen worden. In Erweiterung des zur Vermessung der tieferen Bereiche im Wattenmeer, nämlich der Priele, angewendeten und bewährten Lotverfahrens, war mit dem Ziel, diese Arbeit zu vereinheitlichen und zu rationalisieren, ein für das Loten auch der *Wattrücken* geeignetes, extrem flachgehendes Meßboot zu entwickeln. Dabei waren die an einer Tideküste herrschenden natürlichen Bedingungen zu berücksichtigen.

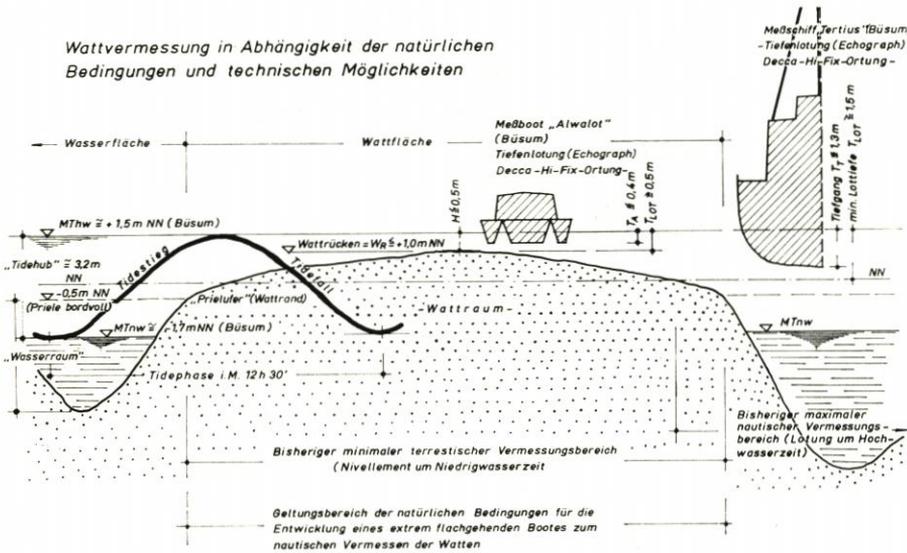


Abb. 2. Schema zur nautischen Wattvermessung

Das rund 2000 km² umfassende Wattengebiet an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste gliedert sich, bezogen auf die Niedrigwasserbasis, in rd. 65 % trockenfallende Wattflächen und 35 % Wasserflächen (Priele). Die Rücken der Watten reichen etwa bis auf 1,0 m über NN. Eine Ausnahme bilden jene Teile, die einigen Inseln vorgelagert sind sowie die Vorländer und Außensände (Abb. 1). Bei einer mittleren Tide zwischen + 1,51 m NN (MThw) und (MTnw) - 1,72 m NN (Pegel Büsum, Jahresreihe 1961/70) liegen die Watten rd. 5 Stunden lang trocken und sind bis zu 7,5 Stunden lang 0,5 m bis (tiefere Bereiche) 2,0 m hoch mit Wasser bedeckt (Abb. 2). Meteorologische Einflüsse können dieses Verhältnis verschieben.

II. Technische Gegebenheiten

Das Dezernat Gewässerkunde in Büsum des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Heide verfügt für die Vermessung der Watten über das Meßschiff „Tertius“. Es hat 66 BRT, 143 PS und fährt 8,5 Knoten. Seine Abmessungen über alles sind in der Länge

17,5 m und in der Breite 5,0 m. Es ist ausgerüstet mit einem ATLAS-Echographen M. 1 : 100 zur Tiefenlotung und seit 1969 mit einem Decca-Hi-Fix-Empfänger Typ 9217 für die Ortung. Mittels Decca-Hi-Fix („High Accuracy Position Fixing“) wird die Lageortung bei der Wattvermessung gegenüber den herkömmlichen Verfahren wesentlich vereinfacht. An die Stelle der erst abzusteckenden Lotprofile und des ständigen Einmessens der einzelnen Lotsenkrechten in ihrem Winkel zu einem festen Bezugspunkt tritt das einmal errechnete und in Karten des Maßstabs 1 : 10 000 vorliegende konstante „hyperbolische Meßnetz“ der jeweils benutzten Hi-Fix-Kette.

Die „Tertius“ kann beide in ihrem Hauptarbeitsgebiet vorhandenen Hi-Fix-Ketten (Hamburger Kette, Eiderkette) empfangen und die Hyperbelscharen als Lotlinien benutzen. Mit einem Tiefgang von 1,25 m ist sie in der Lage, bei MThw das Gebiet der Priele und der angrenzenden Watten bis zu einer Höhe von maximal $\pm 0,0$ m NN zu erfassen. Das sind aber nur reichlich 40 % des Gesamtgebiets.

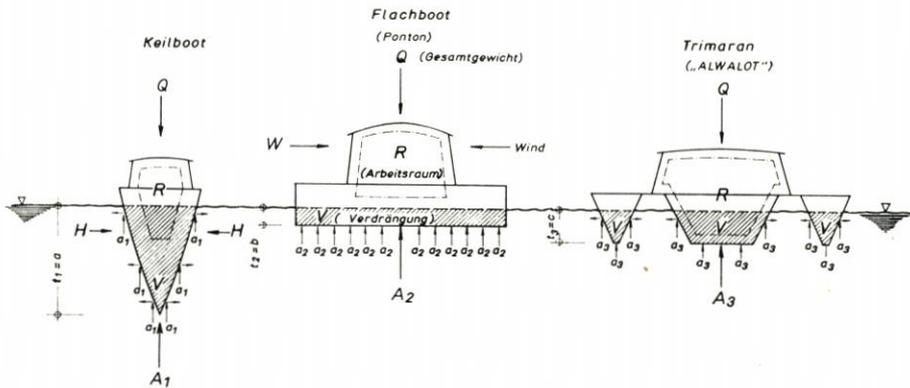


Abb. 3. Eintauchschema schwimmender Körper

Um die Methode der topographischen Wattaufnahme zu vereinheitlichen, rationeller zu gestalten und der anzustrebenden Momentaufnahme näherzukommen, wurde für das Loten auch der durch die „Tertius“ nicht erfassbaren Watten ein geeignetes, d. h., ein extrem flachgehendes Meßboot gebraucht.

III. Planung und Entwicklung

Unter den genannten Bedingungen muß ein zur Lotung der Watten einsetzbares Boot folgende Forderungen erfüllen:

1. Extrem geringer Tiefgang
2. Gute Arbeitsleistung
3. Ausreichende Energieversorgung
4. Kursstabilität
5. Niedriger Lärmpegel
6. Befriedigende Seetüchtigkeit
7. Gutes Verhalten in Flachwasser und Seegang
8. Geschützter Arbeitsraum

Die Entwicklung vollzog sich in drei, teilweise parallel zu verfolgenden Hauptschritten: Bootskörper, Antriebsanlage, Meßausrüstung.

A. Bootskörper

1. Entwicklung des Bootstyps

Muß mit Rücksicht auf die bei MThw im ungünstigsten Fall verfügbare maximale Wassertiefe von 50 cm die Eintauchtiefe auf netto höchstens 40 cm beschränkt bleiben, so ergeben sich entsprechend für ein Verdrängungsboot große Werte für Länge und Breite. Die günstigste Form wäre im Extrem ein Ponton (Abb. 3). Ein solcher Typ würde jedoch einen hohen Widerstand und geringe Kursstabilität, verbunden mit geringem Abdriftwiderstand aufweisen. Außerdem würde das Propulsionsorgan merklichen Einfluß auf den Trimm nehmen und schwer unterzubringen sein, soll die Gefahr der Grundberührung ausgeschlossen werden. Die als Meßraum erforderlichen Aufbauten müßten unverhältnismäßig

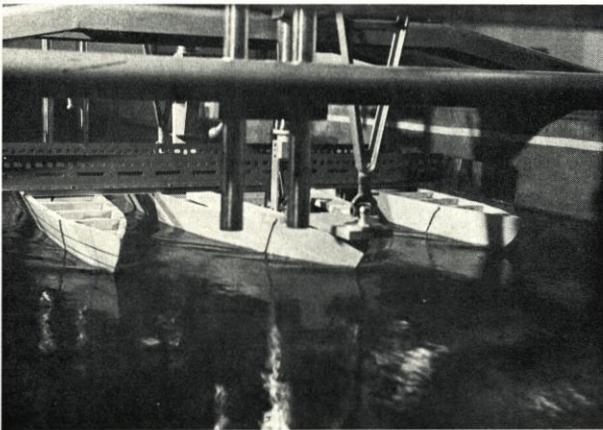


Abb. 4
Holzmodell des Trimaran und
Versuchsanordnung im
Umlauftank (Aufnahme:
Wieland 1969)

hoch aufragen, was aerodynamisch ungünstig wäre und die dynamische Instabilität zu groß werden ließe. Bei scharf geschnittener, schlanker Keilform wäre das Boot unter den günstigeren hydrodynamischen Bedingungen schneller, leichter steuerbar und optimal kursstabil. Antriebsanlage, Meßgeräte und Mannschaft würden leicht unterzubringen sein. Die Roll- und Stampfwinkel des Bootes würden jedoch nachteilig größer, vor allem aber würde der wirksame Tiefgang das Maß, bei dem ein Einsatz des Bootes für den geplanten Zweck gerade noch möglich ist, weit überschreiten.

Beide Formen sprengen also in gegensätzlicher Richtung den für die zu bewältigende Meßaufgabe zulaßbaren Rahmen. Der zwischen diesen zu findende Kompromiß-Typ ist das *Mehrrumpfboot*. Der Katamaran (Zweirumpfboot) scheidet aus, weil er lediglich einen Teilschritt darstellen würde, nicht zuletzt auch wegen Fehlens ausreichenden Platzes in der Mittschiffsebene. Es wurde deshalb die Form eines *Trimaran* gewählt. Der hydrodynamisch günstige, jedoch zu tief eintauchende, schlanke Rumpf wurde aufgelöst in drei kleinere, miteinander verbundene Einzelkörper, wodurch die Verdrängung verteilt, der Auftrieb günstiger und damit der Tiefgang geringer wird. Durch scharfen Zuschnitt jedes einzelnen Körpers kann gegenüber dem Verdrängungsboot der Wellenwiderstand herabgesetzt und der Abdriftwiderstand und damit die Kursstabilität gegenüber dem Ponton merklich erhöht werden. Die Formgebung der Rümpfe hatte aber auch hier letztlich zugunsten des Tiefganges zu erfolgen. Alle drei Rümpfe wurden daher an der Unterseite etwas abgeflacht (Abb. 15).

Die benetzte Oberfläche ist beim Trimaran größer als beim Verdrängungsboot, wodurch eine gewisse Widerstandserhöhung hingenommen werden muß. Eine daraus sich ergebende niedrigere Grenze der erreichbaren Fahrt-Geschwindigkeit bleibt jedoch ohne spürbaren Nachteil, denn bereits die Meßmethode und das Befahren nur flach überfluteter Watten setzt der Arbeitsgeschwindigkeit ähnliche Grenzen.

Länge und Breite des Bootes, variierbar durch Verschiebung der Seitenrümpfe längs und quer zur Mittelrumpfachse, mußten so gewählt werden, daß ausreichend Platz für die erforderlichen Einrichtungen war und die Roll- und Stampfeigenfrequenz günstig wurde und damit die entsprechenden Winkel bei Seegang klein genug, so daß die sonst erforderliche cos-Korrektur der geloteten Wassertiefen überflüssig wird. Weiterhin war bei der Formung des Körpers zu beachten, daß die Amplituden der Bewegungen des Bootschwerpunktes als Meßfehler in das Ergebnis der Wassertiefenlotung eingehen. Um diese klein zu halten, war der Bootskörper dem unter Meßbedingungen herrschenden charakteristischen Seegang anzupassen. Bei der Entwicklung eines im Wattenmeer einzusetzenden Bootes ist besonderes Augenmerk auf sein stationäres Verhalten unter Flachwassereinfluß zu richten. Unter dem Einfluß der Wassertiefe wird nämlich das den Bootskörper bei Fahrt begleitende Wellensystem verändert, und zwar bilden sich auf flachem Wasser in Länge und Höhe die gleichen Wellen wie bei höherer Geschwindigkeit in tiefem Wasser. Der Einfluß beginnt bei einer

$$\text{„FROUDESchen Tiefenzahl } Fh_0 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h_0}} \geq \text{ca. } 0,5$$

Der zugehörige Wellenwiderstand wird größer und erreicht sein Maximum bei $Fh_0 = 1,0$ („kritische Geschwindigkeit“). Die Widerstandszunahme wird begleitet von einer starken Vergrößerung des hecklastigen Trimmings und einer Zunahme der dynamischen Eintauchung des Bootes“ (11).

Soweit theoretisch erfaßbar, wurde ein den gestellten Forderungen weitgehend gerecht werdender Bootskörper der in Abbildung 4 dargestellten Form entwickelt. Um jedes Risiko auszuschließen, das die Einsetzbarkeit des Bootes wegen des geringen Spielraumes unter den zu berücksichtigenden natürlichen Bedingungen schnell in Frage stellen könnte, wurde dieses Ergebnis in bezug auf das Widerstandsverhalten durch Modellversuche im Schiffbau-Strömungs-Laboratorium der Fachhochschule Kiel, Leiter: H. POSTEL, untermauert (11, 12).

2. Modellversuche

Das von mir geleitete Dezernat Gewässerkunde (Sachgebiet Hydrologie und Küstenmorphologie) in Büsum hat in den Jahren 1970/72 unter entscheidender gedanklicher und praktischer Mitwirkung meines Mitarbeiters ALFRED JUNGE den *Trimaran* für die Wattvermessung entwickelt. Das Boot wurde mit Ausnahme der Aufbauten als Versuchsmodell in Holz nachgebildet. Die Daten sind folgende:

	Boot (Entwurf)	Modell
	Haupttrumpf:	
L_{wl}	(Länge, bezogen auf Wasserlinie)	5,50 m
B_{wl}	(Breite, bezogen auf Wasserlinie)	1,52 m
T	(Tiefgang)	0,25 m
V	(Verdrängung)	1,213 m ³
Ω	(benetzte Oberfläche)	7,88 m ²
		1100 mm
		304 mm
		50 mm
		9,71 dm ³
		31,55 dm ²

Seitenrumpf:		
L_{wl}	5,50 m	1100 mm
B_{wl}	0,43 m	86 mm
T	0,25 m	50 mm
V	0,286 m ³	2,29 dm ³
Ω	3,26 m ²	13,05 dm ²
Abstand der Seitenrumpfe (Mitte bis Mitte):		
s_y	3,50 m	700 mm
Verschiebung der Seitenrumpfe gegenüber dem Haupttrumpf heckwärts:		
s_x	0,50 m	100 mm

Durchführung und Auswertung der Ende 1969 im Umlauftank des Kieler Schiffbau-Strömungs-Laboratoriums vorgenommenen Versuche am Modell erfolgten nach dem in (10) genannten Verfahren. Zur Beantwortung der Frage, ob der entwickelte Trimaran für die nautische Wattvermessung bei geringen Wassertiefen grundsätzlich geeignet ist, im einzelnen

1. ob die Widerstandseigenschaften brauchbar sind
2. welche Meßgeschwindigkeiten unter Flachwassereinfluß erreichbar sind
3. wie sich Trimm und dynamische Absenkung unter Flachwasserbedingungen verhalten
4. ob aus der Umströmung des Hauptkörpers eine Störung des Echogebers zu erwarten ist

wurden folgende Versuche gefahren:

1. Haupttrumpf allein: Widerstandsversuch mit Trimm- und Absenkungsmessung auf einer korrespondierenden Wassertiefe $h_0 = 3,35$ m
2. Haupttrumpf allein: Widerstandsversuch mit Trimm- und Absenkungsmessung auf einer korrespondierenden Wassertiefe $h_0 = 2,0$ m
3. Trimaran: Widerstandsversuch mit Trimm- und Absenkungsmessung auf einer korrespondierenden Wassertiefe $h_0 = 3,35$ m
4. Trimaran: Widerstandsversuch mit Trimm- und Absenkungsmessung auf einer korrespondierenden Wassertiefe $h_0 = 1,1$ m
5. Trimaran: Wellenentwicklung bei großer und kleiner Wassertiefe (optisch)

Als Ergebnis (11) wurden zunächst sowohl für den Haupttrumpf als auch für den Trimaran bei größerer und kleinerer Wassertiefe die in Abb. 5 dargestellten, über dem Quadrat der Geschwindigkeit V_{0TT} gemessenen Modellwiderstände gefunden.

Zur Beurteilung der Widerstandseigenschaften des Trimaran wurden seine Restwiderstandsbeiwerte mit denen des Haupttrumpfes allein verglichen, denn der direkte Vergleich der Modellwiderstände ist wegen der unterschiedlichen Verdrängungen nicht möglich. Danach ist „die Überlegenheit des Trimaran eindeutig und läßt den Schluß zu, daß die Interferenz der Wellensysteme¹⁾, insbesondere in der Nähe der (angenommenen) Meßgeschwindigkeit (etwa 6 Kn) günstig ist ($V_{we} = \text{ca. } 1,35$). Auch im ungünstigen Widerstandsbereich ($V_{we} = \text{ca. } 1,15$) ist der Trimaran dem Einrumpfboot nicht unterlegen“.

Unter Flachwassereinfluß werden die Widerstände merklich erhöht. Im Meßtiefen-Grenzbereich ist daher die Meßgeschwindigkeit entsprechend zu drosseln.

Die auf die Großausführung umgerechneten Modellwiderstände des Trimaran auf tiefem und flachem Wasser sind in Abb. 6 dargestellt. Betrachtet man als optimale Geschwindigkeit die bei Beginn des steilen Widerstandsanstiegs gemessene, so ergibt sich für die verschiedenen Wassertiefen folgendes Bild:

$$h_0 = 3,35 \text{ m} - V_{opt} = \text{ca. } 5,9 \text{ Kn}$$

$$h_0 = 1,10 \text{ m} - V_{opt} = \text{ca. } 4,7 \text{ Kn}$$

¹⁾ Interferenz der Wellensysteme: Gleichzeitiges Zusammentreffen in einem Raumpunkt. Bei direkter Überlagerung zweier Wellen = Verstärkung der Wirkung; bei verzerrter Überlagerung (Wellenberg auf Wellental) = Auslöschung.

Werden diese Werte als maximal mögliche Meßgeschwindigkeiten angesehen, so zeigt sich, daß der ursprünglich angenommene Wert (6 kn) bei großer Wassertiefe bestätigt wird, bei kleiner Wassertiefe jedoch mit etwas geringerer Geschwindigkeit gemessen werden muß.

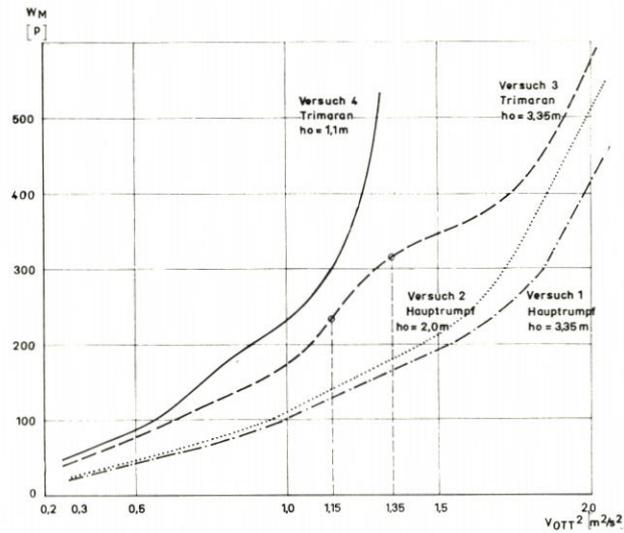


Abb. 5. Modellwiderstände W_M über dem Quadrat der Geschwindigkeit V_{0TT} (Aus: 11)

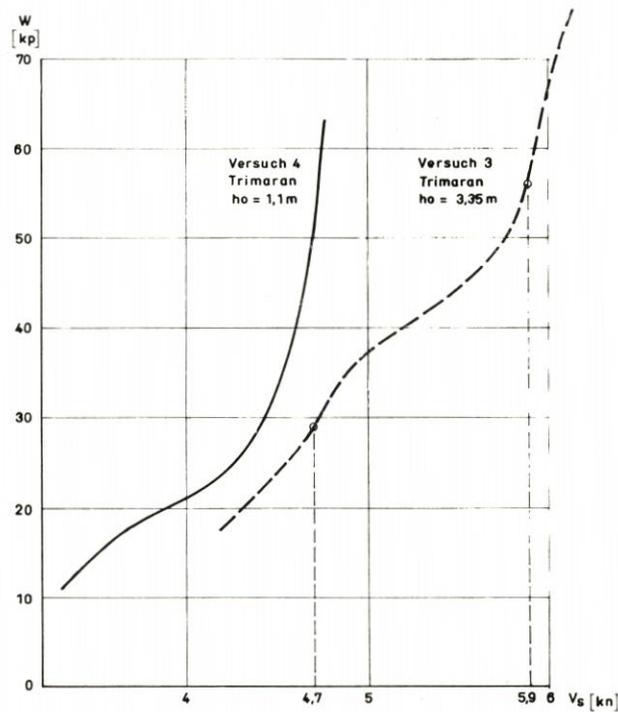


Abb. 6. Modellwiderstand W über der Bootsgeschwindigkeit V_s umgerechnet auf die Großausführung (Aus: 11)

Versuche über dynamische Absenkung und Trimm²⁾ des Modells, deren Ergebnisse, umgerechnet auf die Großausführung, in Abb. 7 dargestellt sind, zeigen, daß der Trimm zunächst geringfügig buglastig ist. In Nähe der gefundenen Optimalgeschwindigkeiten wechselt dieser in schnell ansteigenden hecklastigen Trimm über. Daher sind auch vom Trimm her die ermittelten Optimalgeschwindigkeiten als maximale Meßgeschwindigkeiten zu betrachten.

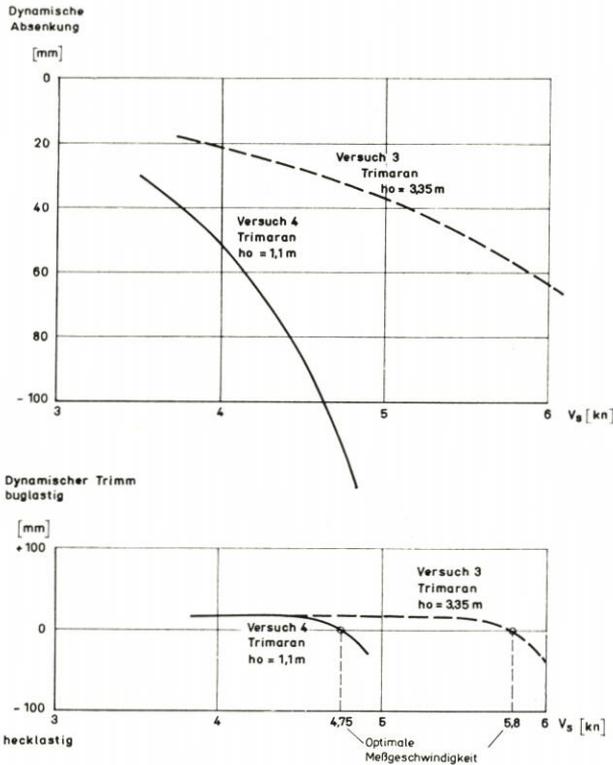


Abb. 7. Dynamische Absenkung und Trimm umgerechnet auf die Großausführung (Aus: 11)

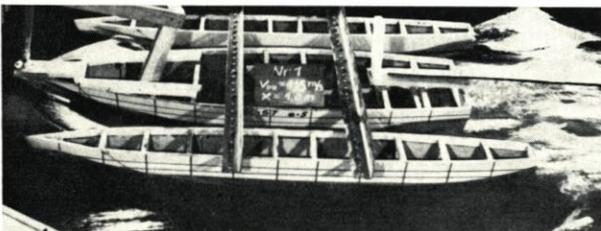


Abb. 8
Wellenbildung beim Widerstandsversuch mit Trimm- und Absenkungsmessung auf einer korrespondierenden Wassertiefe $h_0 = 1,1\text{ m}$ (Aufnahme: Postel 1969)

Optische Beobachtungen der Wellenentwicklung am Unterwasserschiff ergaben für den Bereich der maximalen Meßgeschwindigkeiten bei den verschiedenen Wassertiefen eine einwandfreie Strömung ohne Luftenbruch, so daß eine Störung des für die Tiefenlotung an der Unterseite des Haupttrumpfes zu montierenden Echogebers nicht zu erwarten ist (Abb. 8).

²⁾ *Trimm* = Neigung längsschiffs (im Gegensatz zu Krängung = Neigung querschiffs).

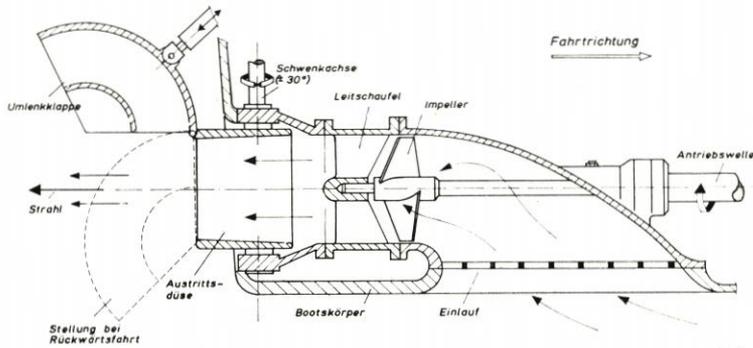
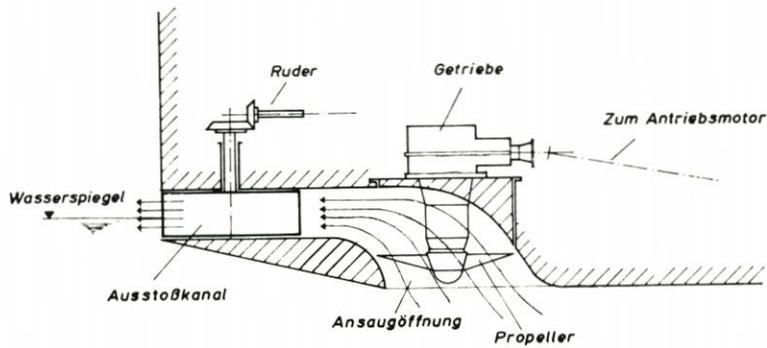


Abb. 9. Impeller-Strahlantrieb (JET) nach MUNTE in (8)

Schnitt



Grundriß - Ruderstellung bei Achterausfahrt

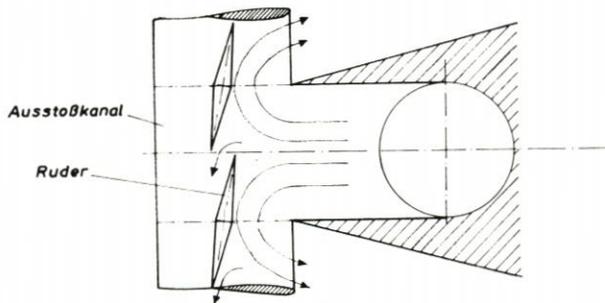


Abb. 10. Strahlprop-Antrieb „CLAUSEN-Propeller“ (Schema)

Der entwickelte Trimaran ist also hinsichtlich der untersuchten Eigenschaften als Watten-Meßboot gut geeignet. Das Sicherheitsmaß ist darüber hinaus durch die beiden völlig geschlossenen Seitenrümpfe besonders hoch (Unsinkbarkeit des Bootes).

B. Antriebsanlage

Die Antriebsanlage, bestehend aus Propulsionsorgan (Vortriebsorgan) und Antriebsmaschine, muß folgende Bedingungen erfüllen:

1. Minimaler Einfluß auf den Tiefgang des Bootes; deshalb
 - 1.1. minimales Gesamtgewicht
 - 1.2. minimaler Brennstoffverbrauch (geringe Tank-Vorratshaltung)
 - 1.3. kein Überschreiten des Eintauchmaßes des Bootskörpers durch das Propulsionsorgan
2. Gute Eignung für langsame Meßfahrt und Flachwasserverhältnisse bis zu leichtem Seegang
3. Leistungsreserve zugunsten der Seetüchtigkeit
4. Sicherstellung des elektrischen Energiebedarfs
5. Minimale Geräusentwicklung
6. Unempfindlichkeit (Feuchte), Robustheit, Wartungsextenstität
7. Geringer Platzbedarf
8. Minimaler Vibrationseffekt
9. Angemessene Investitionskosten

Die Antriebsmaschine ist dem zuvor zu findenden geeigneten Vortriebsorgan anzupassen.

1. Propulsionsorgan

1.1. Luftpropeller-Antrieb

Einen zunächst wichtigen Vorteil weist dieses Vortriebsorgan dadurch auf, daß es direkt die Eintauchtiefe des Bootes nicht beeinflusst. Der grundsätzliche Nachteil des Luftpropeller-Antriebes aber liegt darin, daß das Boot durch ein Medium bewegt werden muß (Wasser), das 810mal dichter ist als jenes Medium, das der Propeller zu diesem Zweck beschleunigen muß (Luft). Der schlechte Wirkungsgrad zwingt zu einer unverhältnismäßig hohen Motorleistung. Das Gesamtgewicht, die Geräusentwicklung, die Vibration und nicht zuletzt auch die Investitionskosten würden das tragbare Maß überschreiten. Darüber hinaus würde durch die erforderliche Anordnung des auch konstruktiv aufwendigen Luftpropellers auf dem Überwasserschiff einer freizügigen Gestaltung der Aufbauten zu enge Grenzen gesetzt.

1.2. Impeller-Strahlantrieb (Jet)

Der Jet spielt etwa ab 1954 eine zunehmende Rolle im Schiffbau, nachdem eine lange, zunächst unbefriedigende Entwicklung vorausgegangen war (14). Seine Funktionsweise beruht darauf, daß mit Hilfe eines im Boot horizontal angeordneten Pumpenrades (Impeller) durch eine Einlaßöffnung im Bootsboden Wasser angesaugt, beschleunigt und durch eine Austrittsöffnung am senkrechten Spiegel wieder ausgestoßen wird (Abb. 9). Dabei ist wichtig, was lange Zeit nicht erkannt und verschiedentlich noch heute falsch gesehen wird, daß der Wasserstrahl nicht unterhalb des Wasserspiegels austritt, um ein Abstoßen vom Wasserkörper zu erreichen, sondern nahezu ohne Reibungsverluste frei in das dünnere Medium Luft entlassen wird (13, 14). Nach dem Newtonschen Impulssatz wird nämlich der Vorschub des Bootes durch Beschleunigen der angesaugten Wassermasse im Pumpenring bewirkt.

HAMILTON-Jets, die sich trotz einer Vielzahl von Möglichkeiten bisher allein durchsetzen, eignen sich als Einzelanlage nur für Boote von 3,70 bis 6,10 m Länge über alles,

und als Doppelinstallation für solche von 5,50 bis 9,10 m Länge über alles, vorausgesetzt, daß es Gleiter sind, die mit aller Fracht nicht mehr als allerhöchstens 16 Kp/PSe wiegen; Optimalgewicht 10 Kp/PSe.

Wegen der bestehenden Vorteile, gerade auch im Hinblick auf den zu erreichenden extrem geringen Tiefgang des Meßbootes, schien dieses Vortriebsorgan besonders geeignet:

1. Kein Verlust an Tiefgang durch über den Bootsboden ragende Teile des Propulsionsorgans. Abstand zwischen Ansaugfläche (Bootsboden) und Impellerachse etwa 15 cm
2. Hoher Propulsionswirkungsgrad gegenüber dem Schraubenantrieb. Wirkungsgrad (Schubleistung / Motorenleistung) bei 45 km/h = 0,5, wird bis in höchste Geschwindigkeiten gehalten
3. Überragende Manövriereigenschaften. Braucht kein Untersetzungsgetriebe, kein Wendegetriebe, kein Ruder
4. Sehr robust und unkompliziert. Völlig unempfindlich gegen harte Gegenstände unter Wasser. Bedenkenloses Trockenfallenlassen ohne Schraubenschäden möglich
5. Relativ geringe Anschaffungskosten

Diesen, dem Vorhaben sehr entgegenkommenden Eigenschaften standen einige problematische gegenüber:

1. Gesamtanlage in der Regel schwerer und voluminöser als Schraube mit Welle und Ruder. Hinzu kommt die im Umfang der mitzuführenden Wassermenge wegfallende Verdrängung
2. Anlage muß mit hohen Drehzahlen von 3000–4000 U/min (Nennleistung) gefahren werden. Das erfordert eine entsprechende Antriebsmaschine. Höheres Gewicht erhöht den Tiefgang!
3. Bei Arbeitsgeschwindigkeit (Langsamfahrt) kein Trimm. Das führt bei den häufig auftretenden kurzen Windwellen infolge Hervortauchens der Ansaugfläche zu Ansauglücken und Vortriebsunregelmäßigkeiten. Außerdem liegt der am Heck anzuordnende Jet mit seiner Ansaugfläche dann nicht optimal zugleich an der tiefsten Stelle

Sämtliche Vorteile, die der Jet für schnelle Gleitboote besitzt, für die er auch entwickelt wurde, werden beim langsam fahrenden Boot zum Nachteil! Ansauglücken wären zwar durch Einbau einer Benetzungspumpe für das Laufrad auszuschalten, jedoch würde dies zu größerer Empfindlichkeit führen und auch das Gewicht weiter erhöhen.

1.3. Strahlprop-Antrieb

Für ein langsam fahrendes Boot wesentlich besser geeignet ist der sog. *Clausen-Propeller*: eine Kombination des Jet mit dem normalen Propeller an vertikaler Welle (Abb. 10). Diese vertikal oder auch geneigt angeordnete Achspumpe erzeugt den Wasserstrahl, wobei sich das Pumpenrad in der mit dem Bootsboden bündigen Einlaufdüse dreht. Unmittelbar darüber liegt der horizontale Ausstoßkanal.

Dieser *Clausen-Propeller* wird in 3 Typen hergestellt:

1. „*Naviprop*“ = Bugstrahlruder; zweiarmiger Ausstoßkanal.
2. „*Kreuzprop*“ = Für Schiffe mit mehr als einer Hauptfahrtrichtung; vierarmiger Ausstoßkanal.
3. „*Strahlprop*“ = Hauptantrieb für Schiffe mit einer Hauptfahrtrichtung speziell für untiefe Gewässer; einarmiger Ausstoßkanal. Hierbei lenkt das „*Clausen-Reversierruder*“ den Strahl so, daß jede gewünschte Schubrichtung, auch achteraus, ohne Wendegetriebe erzeugt wird.

Der „*Strahlprop*“ wurde, theoretisch, in Verbindung mit dem Watten-Meßboot geprüft. Im Prinzip erfüllt er die Anforderungen. Schwierigkeiten aber, die zu einem Ver-

nicht führen mußten, bereiteten das zu hohe Gesamtgewicht sowie auch die zu hohen Kosten. Das hängt auch damit zusammen, daß Anlagen für kleine Boote, besonders bei geringen Gewichten wie im vorliegenden Fall, nicht serienmäßig produziert werden und eine Sonderanfertigung notwendig geworden wäre.

1.4. Düsenkolben-Strahlantrieb

Die vorgenannten Propulsionsorgane sind mit Nachteilen vor allem in bezug auf Volumen und Gewicht behaftet. Dies führte etwa ab 1950 bei Blohm + Voss, Hamburg, zur Entwicklung eines Wasserstrahlantriebes, der das große Fördervolumen der Kreiselpumpe mit der großen Förderhöhe der Kolbenpumpe in sich vereint. Das Ergebnis ist der Düsenkolben-Strahlantrieb (8).

Dieser Antrieb scheint aber nur für größere Schiffe geeignet. Außerdem waren zu der Zeit, als entschieden werden mußte, nur erst einige Prototypen gefertigt und auch die Preise nicht überschaubar.

1.5. Schraubenpropeller-Antrieb

Dieses wichtigste, bewährte und wohl kaum zu verdrängende bekannte Antriebsorgan schien zunächst für die hier zu erfüllende Aufgabe schlecht geeignet. Der Schraubendurchmesser kann nämlich praktisch kaum so klein gehalten werden, daß er nicht über den im vorliegenden Fall flachen und nur wenig eintauchenden Bootsboden hinausragt. Also vergrößert jeder Zentimeter, um den die Schraube hervorragt, direkt den Tiefgang.

Andererseits sind Propellerdurchmesser und Antriebsleistung aufeinander abzustimmen. Je kleiner der Durchmesser, desto höher die erforderliche Drehzahl und Leistung des Motors. Das führt zu höherem Gewicht und entsprechend größerem Tiefgang. Für das Watten-Meßboot kam deshalb, wie in Kapitel B.2. zu zeigen sein wird, nur ein in den Abmessungen und im Gewicht möglichst kleiner Motor in Frage, mit einer für den gedachten Zweck gerade ausreichenden Leistung und einer Schraube, nicht kleiner als 36 cm Durchmesser.

Nun stand diesen konträren Bedingungen die Tatsache gegenüber, daß der im Bereich der größten Eintauchtiefe im Bootsboden zu installierende Geber (Schwinger) für das Echolot zum einwandfreien Rückempfang der ausgesendeten Wellen zwischen Unterkante und Wattoberfläche ein Wasserpolster von mindestens 10 cm benötigt. Von einer seitlichen – zwischen den Rümpfen – und damit höher möglichen Anordnung der Schwinger wurde Abstand genommen, weil praktische Erfahrungen im Wattenmeer gezeigt haben, daß bei Wassertiefen unter dem Bootsboden von weniger als 10 cm wegen des dann zu geringen Auftriebs nautische Vermessungen (Lotungen) nicht mehr möglich sind. Durch weitgehende Tunnelung in dem zum Heck etwas höher gezogenen Bootsboden wurde die Schraube daraufhin unter Berücksichtigung eines ausreichend bleibenden Propulsionsgütegrades so weit wie möglich nach oben verlegt (Abb. 15). Dadurch wurde erreicht, daß sie einschließlich einer zu ihrem besonderen Schutz bei leicht möglicher Grundberührung angeordneten, flachen Stevenhacke nur 9 cm über den tiefsten Punkt des Bootsbodens ragt, also innerhalb des ohnehin erforderlichen Schwingerpolsters bleibt, und somit den anzusetzenden Soll-Tiefgang nicht erhöht.

Eine kleinere Außenbordanlage würde den zu stellenden Anforderungen nicht gerecht werden können. Die Gesamtlast von Motor und Propeller wäre auf das Heck konzentriert

und würde den dynamischen Trimm sehr stark beeinflussen. Der Tiefgang z. B. beim „Johnson“-Außenbordtrieb von $9\frac{1}{2}$ PS würde mindestens bereits 35 cm betragen. Eine Kippstellung ist möglich, jedoch darf diese „Flachwasser-Antriebsposition“ nur kurzzeitig benutzt werden. Vor allem aber ist es nicht möglich, damit die erforderliche Stromversorgung sicherzustellen. Dem Vorteil des geringen Gesamtgewichts und der leichten Montierbarkeit steht der bei Verdrängern relativ geringe Wirkungsgrad, der relativ hohe Brennstoffverbrauch und die erfahrungsgemäß höhere Empfindlichkeit gegen Feuchte gegenüber.

2. Antriebsmaschine

Grundsätzlich war zunächst zu entscheiden zwischen Diesel- und Benzinmotor. Für letzteren spricht die geringere Lärmentwicklung und das etwas geringere Gewicht. Dieses hebt sich aber auf, weil wegen des erheblich höheren Brennstoffverbrauchs eine entsprechend umfangreichere Vorratshaltung auf dem Schiff notwendig wird.

Der Dieselmotor dagegen ist sehr robust, unkompliziert, unempfindlich und sparsam im Brennstoff-Verbrauch. Da das Meßboot während der Sommermonate häufig mehrere Tage auf See bleibt, wenn auch dann nachts bei einem Mutterschiff ankernd, wurde die notwendige Zuverlässigkeit besonders hoch eingeschätzt und somit der Schiffsdiesel gewählt.

Die Maschine war zugunsten eines geringen Gesamtgewichts so klein wie möglich zu halten, mußte aber leistungsmäßig stark genug sein, um eine Arbeitsgeschwindigkeit von angenommen etwa 5–6 Knoten sowie die für die im nachfolgenden Kapitel genannten Meßgeräte erforderliche E-Versorgung sicherzustellen. Gleichzeitig sollte zur Sicherheit (ausreichende Seetüchtigkeit des Bootes) eine Mindestleistungsreserve vorhanden sein. Diesen Anforderungen genügt der verwendete 2-Zylinder SABB-Diesel-Viertaktmotor, Typ 2 HG mit 12–16 PS Schraubenleistung; bei 1500 U/min = 12 PS, bei 2000 U/min = 16 PS. Er hat eine Untersetzung von 2:1, Bohrung/Hub von 90/90 mm, einen Zylinder-Inhalt von 1140 cm³ und ein Verdichtungsverhältnis von 1:20. Weiterhin ist er ausgestattet mit einem Wendegetriebe, festem, 3flügeligem Propeller von 380 mm ϕ , überlangem Stevenrohr von 900 mm, mit einer 24-V-Drehstromlichtmaschine, einer Außenhaut-Süßwasser-Umlaufkühlung und einer von Hand zu betreibenden hydraulischen Steueranlage mit einem am Spiegel aufgehängten Ruder. Er wiegt mit Schalldämpfer insgesamt 190 kg.

Der SABB-Diesel ist ein echter Schiffsmotor, also Langsamläufer (Tourenzahl des Propellers 750–1000 u.p.m.), mit guter Laufruhe und sparsamem Brennstoffverbrauch, der im Normalfall 200 gr/PS/h beträgt, bei einem Schmierölbedarf von 3 gr/PS/h. Der Brennstofftank erhielt ein Fassungsvermögen von 45 l. Damit wird für das Meßboot ein zeitlicher Aktionsradius erreicht, der im Mittel 15 Stunden beträgt. Da jeweils etwa 3 Stunden um Hochwasserzeit gelotet wird, reicht der Brennstoffvorrat für 5 Tiden, einschließlich der Fahrten zum und vom Einsatzort (wenn das Mutterschiff nicht dabei ist) für 4 Tiden.

C. Meßausrüstung

1. Lotung

Nachdem entschieden worden war, daß der Schwinger (Echogeber) in üblicher Weise am Bootsboden installiert werden kann, weil das dafür erforderliche Wasserpolster von mindestens 10 cm während des Lotens verfügbar ist (siehe Kapitel 1.5.), und weil durch

seitliche Anordnung zwischen den Rümpfen und durch die im dort teils verwirbelten Wasser gebildeten Luftbläschen die Echoanzeige mangelhaft würde, war ein möglichst leichtes, zuverlässiges, raumsparendes, im extremen Flachwasser präzise aufzeichnendes und wenig elektrische Energie beanspruchendes Echolot zu finden.

Gewählt wurde aus mehreren anderen geeigneten Geräten der „ULTRAGRAPH V 40 TS 50“ von Dr. FAHRENTHOLZ, Kiel (Abb. 11). Dieses Gerät ist ausgelegt für eine Spannung von 24 V = (DC) 3–5 A, Leistungsaufnahme 4 Watt, mit einer Sendeleistung von 600 Watt und einer Frequenzkontrolle zur Eichung. Der Vorschub des 200 mm Registrierstreifens beträgt 30 + 60 mm pro Minute. Die Meßbereiche bewegen sich von 0 bis



Abb. 11
Meßanlage der ALWALOT:
Links: = Decca-Hi-Fix-Empfänger Typ 9217 für die Lageortung; rechts: Dr. Fahrentholtz „ULTRAGRAPH V 40 TS 50“ zur Tiefenlotung (Aufnahme: Wieland 1972)

9 m und, nach Umschaltung, von 8 bis 17 m. Für die Aufzeichnungen wurde ein Tiefenmaßstab von 1 : 50 gewählt. Der ULTRAGRAPH ist 605 × 430 × 220 mm groß und wiegt rund 35 kg. Er wurde etwa in der Mitte auf dem Arbeitspult flach geneigt montiert. Dadurch ist eine optimale Bedienung gewährleistet.

2. Ortung

Da die Stromquelle begrenzt ist, war trotz des für den Hi-Fix-Empfänger geforderten eigenen Stromkreises zu versuchen, mit nur *einem* Stromkreis für Echolot und Hi-Fix-Empfänger auszukommen. Mit Einverständnis der AEG gelang dies durch Einbau einer geeigneten Drehstromlichtmaschine von 24 V, 650 W, 27 A und zweipoliger Isolierung.

Kurz vor der Entscheidung über den zu wählenden Empfängertyp brachte die DECCA NAVIGATOR COMPANY Ltd. London eine Neuentwicklung heraus, den HI-FIX AIRCRAFT RECEIVER Typ 9410. Die Vorteile dieser Hubschrauberversion waren wie folgt genannt:

1. Gesamtgewicht rund 50 % niedriger
2. Getrennte Anzeige (Empfängerteil kann zugunsten größerer Arbeitsfläche unter dem Gerätetisch installiert werden)
3. Energiebedarf um rund 50 % niedriger
4. Keine Röhren mehr als Schaltelemente (höherer Unanfälligkeitsgrad)
5. Beliebige Umstellbarkeit auf andere Frequenzen durch Steckkarten

Demgegenüber stehen einige Nachteile:

1. Tochteranzeigergerät fehlt; es muß durch einen zweiten Satz Anzeigeteile ersetzt werden
2. Höhere Kosten (etwa 2500,- DM)
3. Anzeigeabweichungen vom Sollwert (Hi-Fix-Festpunkte) sind nicht korrigierbar!

Die Vorteile ließen diesen Empfängertyp besonders geeignet erscheinen. Daher wurde er zunächst auch eingebaut. Die Erfahrungen damit waren jedoch in einem unerwarteten Bereich unbefriedigend: Auch nach mehrmonatigem Betrieb war der Empfang insgesamt nur wenige Stunden ungestört. Die Ursache konnte trotz Einsatz eines Austauschgeräts gleichen Typs nicht gefunden werden. Außerdem brachte das Fehlen der Angleichsmöglichkeit bei Abweichungen zwischen Ist- und Sollanzeige vor allem arbeitstechnisch größere Nachteile als bekannt war.

Deshalb wurde das neue Boot schließlich wie die „Tertius“ mit einem Empfänger vom Typ 9217 ausgestattet (Abb. 11), mit einer Stromaufnahme von insgesamt 7,5 A für Empfänger, Lüfter und Tochteranzeige und einem Gesamtgewicht von rund 22 kg. Damit ist zugleich die Ersatzteilfrage optimal gelöst. Die Anordnung der Geräteteile im Meßraum erfolgte in der Weise, daß jederzeit die Pattern I und II sowohl von dem am Echolot arbeitenden Meßtechniker als auch vom Steuermann mühelos gelesen werden können, bei gleichzeitiger Überwachung der Empfangsanlage. Nach den ersten Probe-Meßfahrten zeigte sich, daß auf die Tochteranzeige verzichtet werden kann.

3. Arbeitsraum

In der Zuordnung dieses Unterkapitels zur Meßausrüstung wird die Hauptfunktion deutlich: Aufnahme der Meßgeräte, des Personals, der Steueranlage sowie der Arbeitskarten und Hilfsmittel.

Es war also ausreichende Fläche (Geräte) und Höhe (Stehhöhe), ein Arbeitstisch, Witterungsschutz, Belüftungsmöglichkeit, gute Belichtung (Arbeitsplatz) und Sicht (Steuermann) zu schaffen. Der Gesamttraum durfte nicht zu hoch über die Wasserfläche hinaufragen, um Windkräften möglichst wenig Angriffsfläche zu bieten.

Der in Form eines Trimarans gewählte Bootstyp bietet nahezu ideale Möglichkeiten für die Unterbringung der Anlagen und Geräte und zur Ausbildung des erforderlichen Raumes. Der gegenüber den Seitenrumpfen größere Mittelrumpf kann dafür voll ausgenutzt werden. Auf einer Länge von etwa 3,2 m wurde der mittlere Abschnitt überdacht. Dieser Aufbau reicht bis 1,0 m über das Bootsdeck hinauf, die innere Gesamthöhe erreicht damit etwa 1,8 m, und krägt seitlich bis reichlich zu den Seitenrumpfen hin aus, auf denen er sich abstützt (Abb. 13, 14, 15). Die so im Innern entstehenden horizontalen Seitenflächen von je $1,8 \times 0,8$ m wurden als Kartentische ausgebildet. Der vordere Tisch ist $2,4 \times 0,8$ m groß und etwas geneigt, um das Arbeiten an dem in ihn eingelassenen Echographen zu erleichtern. Seitlich links davon steht das Decca-Hi-Fix-Empfangsgerät, dessen Anzeige vom Meßtechniker gut eingesehen werden kann (Abb. 12, 15). Rechts neben dem Sitzplatz des Meßtechnikers sind auf dem Bootsboden die Batterien flach angeordnet, so daß eine zusätzliche Sitzbank entstand für einen Hilfstechner, der bei umfangreichen Meßprogrammen zur Ablösung gebraucht wird.

In der hinteren Mitte des Raumes, zugleich Bootsmitte, ist der Motor installiert, dessen Auspuff senkrecht nach oben durch das Dach geführt ist, und neben ihm an Steuerbord die Steueranlage (Abb. 12, 15) mit einem seitlichen Klappsitz für den Schiffsführer. Der Deckaufbau ist zur optimalen Durchleuchtung des Innenraumes rundherum durch insgesamt 16 Plexiglasfenster aufgelöst. Gleichzeitig erhält dadurch der Schiffsführer ein uneingeschränktes Sichtfeld. Im Dach ist vorn eine Lüftungsklappe eingebaut und daneben auf ihm, senkrecht über dem Schwinger des Echolots, die Hi-Fix-Empfangsantenne.

Im freien Bugteil des Mittelrumpfes wurde der Tank untergebracht. Durch zwei Türen sind der Steuerstand und der Arbeitsraum von achtern direkt zugänglich.



Abb. 12
Innen-Gesamtansicht der
ALWALOT: im Hintergrund
die Meßanlage und Karten-
tische, im Vordergrund rechts
die Steueranlage und links der
isolierte Motor mit
vertikalem Auspuffrohr
(Aufnahme: Priemer 1972)

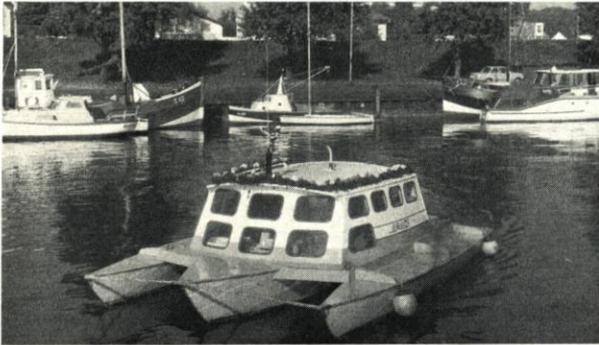


Abb. 13
Gesamtansicht des
Watten-Meßbootes ALWALOT
(Aufnahme: Wieland 1972)



Abb. 14
Rückansicht des Watten-Meß-
bootes ALWALOT (Aufnahme:
Wieland 1972)

IV. Zusammenfassung

Um einer „Momentaufnahme“ näherzukommen, als dies durch die klassische Methode (Nivellement) möglich ist, um außerdem die Wattvermessung zu rationalisieren und im Verfahren zu vereinheitlichen, sollten auch die Watten nautisch vermessen werden.

Daraus ergab sich die Aufgabe, ein dafür geeignetes, extrem flachgehendes Meßboot zu konstruieren.

Ein Studium des Bootsmarktes zeigte, daß es ein den speziellen Anforderungen im Flachwassereinsatz (Wattenmeer) genügendes Meßboot bisher nicht gibt. Unterstützt durch Strömungsversuche im Schiffbaulaboratorium der Fachhochschule in Kiel wurde daher in eigener Arbeit vom gewässerkundlichen Dezernat in Büsum die „ALWALOT“ entwickelt und bei der Bootswerft Hans M. HATECKE in Freiburg/Unterelbe gebaut.

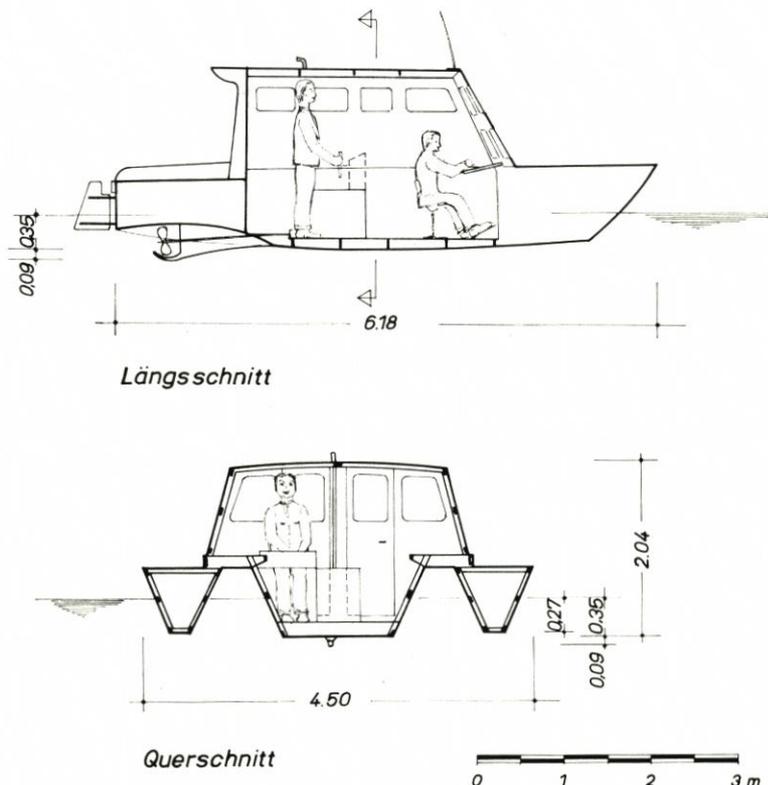


Abb. 15. Das Watten-Meßboot „ALWALOT“ in seiner Raumaufteilung mit Anordnung des Propulsionsorgans und Abmessungen

Das Watten-Meßboot „ALWALOT“ ist ein schraubengetriebener *Trimaran* aus 10 mm dickem Schiffsbausperrholz mit einer Länge über alles von 6,18 m, einer Breite über alles von 4,50 m und einer Höhe über alles von 2,04 m (Abb. 15). Es ist ausgestattet mit einem 2-Zylinder-SABB-Diesel-Viertaktmotor mit 12–16 PS echter Schraubenleistung. Das Boot wiegt etwa 1,7 t und erreicht Geschwindigkeiten von etwa 6 kn bei Meßfahrt, bis zu 8 Knoten bei freier Fahrt. Nach ersten Erfahrungen im dithmarscher Wattenmeer-gebiet während der Meßperioden 1972 und 1973 erfüllt das Boot alle wesentlichen in dieses gesetzten Erwartungen und ist im Falle plötzlichen Witterungsumschwungs in der Lage, bei westlichen Winden bis an die Stärke 7 Bft heran mit eigener Kraft sich fortzubewegen. Alle drei Rumpfe erhielten an der Außenhaut einen zusätzlichen Schutz gegen mechanische Einwirkungen durch doppelte, im Eintauchbereich vierfache Kunststoffbeschichtung.

Für die Tiefenmessung ist das Boot ausgerüstet mit einer Hi-Fix-Ortungsanlage vom Typ 9217 der Fa. DECCA, London, und mit einem Echolot des Typs „Ultragraph V 40 TS 50“ von Dr. FAHRENTHOLZ, Kiel (Abb. 11).

Der Arbeitstiefgang, d. h., einschließlich Besatzung, beträgt insgesamt 44 cm. Im einzelnen setzt sich dieser wie folgt zusammen:

Eintauchtiefe des Haupttrumpfes	30 cm
Maß des über den Bootsboden hinausragenden Schraubenteils mit Schuh	9 cm
Belastungseffekt durch 2 Mann Besatzung (je 1 cm)	2 cm
Geschwindigkeiten während des Messens (Trimm)	3 cm
	44 cm

Der schmale Stahlschuh zum Schutz der Schraube hat sich gut bewährt. Das zunächst befürchtete Aufsetzen und Festhaken im sandigen Wattboden ist nicht eingetreten. Im Bereich von Lahnungen oder ähnlichen Hindernissen wird nicht gelotet. Das Hi-Fix-Empfangsgerät arbeitet auch bei dem einen nur vorhandenen Stromkreis einwandfrei. Das gleiche trifft für den Echographen zu, dessen großer Registriermaßstab mit 1 : 50 Einzelheiten in der Oberfläche des wenig modellierten Watts gut wiedergibt und die Auswertung der Aufzeichnungen vereinfacht.

Die Kosten des neuen Watten-Meßbootes beliefen sich (1971) auf insgesamt rund DM 92 000,- einschließlich Echograph (DM 12 000,-) und Decca-Hi-Fix-Empfangsanlage (DM 42 000,-).

Die Genauigkeit der klassischen Wattvermessung (Nivellement) kann naturgemäß durch das neue Verfahren nicht übertroffen werden, aber die Vermessungsleistung je Tide wurde durch den Einsatz der ALWALOT um 100 % gesteigert, und außerdem kann das für viele morphogenetische Probleme im Gezeitenbereich sich immer wieder in den Vordergrund drängende Bedürfnis nach einer „Momentaufnahme“ ausreichend befriedigt werden.

Mit Hilfe der ALWALOT wird es möglich, die wachsenden Aufgaben insbesondere im Rahmen der zur Beweissicherung notwendigen Untersuchungsprogramme im Gebiet der *Außeneider* (Eiderabdämmung) und der *Meldorfer Bucht* (Speicherkoog Dithmarschen) bei gleichbleibend knappen Personalbestand meßtechnisch zu bewältigen.

V. Schriftenverzeichnis

1. DOLEZAL, R.: Grundkarten der Wattaufnahme an der Westküste Schleswig-Holsteins. In: Allg. Vermessungsnachrichten, H. 11, 1952.
2. GÖHREN, H.: Über die Genauigkeit der küstennahen Seevermessung nach dem Echolotverfahren. In: Hamburger Küstenforschung. H. 2, 1968.
3. HABERSTROH, E. G.: Forschungsarbeiten im Dithmarscher Wattenmeer. In: WESTKÜSTE I, 2, 1938.
4. HEERS, K.-F.: Watt-, Meß- und Arbeitsschiff „Nige Wark“. In: Schiff und Hafen, Heft 9, 1964.
5. KNOP, Friedr.: Küsten- und Wattveränderungen Nordfrieslands – Methode und Ergebnisse ihrer Überwachung. In: DIE KÜSTE XI, 1963.
6. KRAUSE, W. A., GÖHREN, H., LASSEN, H.: Eine Funkortungskette für gewässerkundliche Arbeiten in der Außenelbe. In: Wasser und Boden, Heft 4, 1967.
7. LORENZEN, Johann M.: Planung und Forschung im Gebiet der schleswig-holsteinischen Westküste. In: WESTKÜSTE I, 1938.
8. MUNTE, H.-H.: Der Düsenkolbenantrieb. Technische Berichte, Nr. 9, Blohm + Voss, Hamburg 1969.
9. PETERSEN, M.: Die topografische Wattkarte und ihre Bedeutung für den Küstenschutz. In: Die Wasserwirtschaft, 1969.

10. POSTEL, H.: Erfahrungen bei Widerstandsversuchen von Oberflächenschiffen im Umlauf-tank. In: Hansa – Schifffahrt – Schiffbau – Hafen, 106. Jahrg., Nr. 17, 1960.
11. POSTEL, H.: Untersuchungen über ein extrem flachgehendes Wattmeßboot. Unveröffentlicher Bericht Nr. 12 664; Fachhochschule Kiel, Fachbereich Technik. Prüf- und Untersuchungsstelle, 30. 12. 69.
12. POSTEL, H.: Das Schiffbau-Strömungslaboratorium der Staatlichen Fachhochschule Kiel. In: Bootswirtschaft, H. 7, 1972.
13. SCHUSTER, S.: Fortschritte bei der Entwicklung der Schiffs-Strahlantriebe. In: Hansa – Schifffahrt – Schiffbau – Hafen. 105. Jahrg., Sondernummer SRG, 1968.
14. STREPP, H. G.: Mit vollem Strahl, Strahlantrieb für Motorboote. In: Die Yacht, H. 4, 1969.
15. WIELAND, P.: Aufgaben der Küstenforschung. In: Dithmarschen-Zeitschrift für Landeskunde und Heimatpflege, Beilage, H. 1, 1970.

Stabilitätsverhalten von Watteinzugsgebieten

Von Eberhard Renger und Hans-Werner Partenscky

Inhalt

I. Einleitung und Problemstellung	73
II. Das Watteinzugsgebiet	75
III. Berechnungsverfahren für die Vertikalstruktur der Morphologie eines Watt-einzugsgebietes	
1. Voraussetzungen	76
2. Niveauflächen-Verteilung	77
3. Volumen-Verteilung	79
4. Mathematische Ausgleichsfunktion für die vertikale Volumen-Struktur	81
5. Beispiel für die Berechnung des Volumens eines Watteinzugsgebietes	82
IV. Berechnung der Watteinzugsgebiete nach Einbau der Dämme und Hafenanlagen für den geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn	
1. Vorbemerkungen	82
2. Berechnungsverfahren	83
V. Schlußbetrachtung	84
VI. Schriftenverzeichnis	84

Summary

This contribution deals with the morphologic examinations and calculations for a deep-water harbour which is to be constructed in the tidal flats of the Elbe estuary near the North Sea islands of Scharhörn and Neuwerk. An attempt is made to examine the stability of tidal channels (gullies) and tidal flats which may be disturbed to a greater or lesser extent by the various proposals for the connecting dike between the industrial area near the harbour and the coastline.

The underlying logic for the determination of the equilibrium of the flats and the quantitative solution for the sand-balance is as follows:

It has been shown in several empirical investigations that the increase of the relative volume of the tidal basin (V/V_{MLW}), referenced to the gully volume for MLW, can be determined as a simple function to the base (a) logarithm of the geodetic elevation (z^2) between MLW and any higher contour level up to MHW. Furthermore it can be shown that (V_{MLW}) is also a function of the area of the tidal basin (E).

The base (a) has been related to the size of the tidal area (E), because this area is subject to considerable modification by offshore structures such as dikes and causeways.

A comparison of the volumes for the situation before and after construction can then be made. This in turn leads to the sand balance which can be applied to the given and expected volumes of the tidal basin, so that the sand removed or added can be predicted.

I. Einleitung und Problemstellung

Das Problem des Sand- und Schwebstofftransportes im Tidegebiet gehört zu den komplexesten Vorgängen in der Strömungsmechanik und im Küsten-Ingenieurwesen, weil in ihm die nicht-stationären und ungleichförmigen Bewegungen des Wassers in ihrer Wechselwirkung auf eine bewegliche Sohle verschiedener Korndurchmesser erfaßt und möglichst in geschlossener Form behandelt werden müssen. Gerade bei aktuellen Anlässen, wie etwa

den Planungsarbeiten für den Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn der FREIEN UND HANSESTADT HAMBURG, stellt sich diese Frage in aller Deutlichkeit, wenn es darum geht, die hydrologischen und morphologischen Veränderungen im Wattengebiet zu beurteilen, die infolge baulicher Eingriffe in den bestehenden Zustand zu erwarten sind.

Bei Durchsicht des vorhandenen Schrifttums kann festgestellt werden, daß zur Ermittlung des hydrodynamisch-morphologischen Gleichgewichts eines Wateinzugsgebietes bislang keine geeigneten Ansätze vorliegen. Hydraulische Modelle mit fester Sohle als bewährte Hilfsmittel des wasserbaulichen Versuchswesens geben nur Auskunft über die hydraulischen Veränderungen unmittelbar nach einem baulichen Eingriff in den bestehenden Gleichgewichtszustand und werden demzufolge mit einer annähernd „richtigen“ Morphologie gefahren. Die morphologischen Änderungen während der relativ kurzen Bauzeit sind i. a. nur örtlicher Natur im Vergleich zu den über Jahre und Jahrzehnte andauernden großräumigen Veränderungen bis zum Erreichen des neuen Gleichgewichtszustandes.

Demgegenüber weisen hydraulische Modelle mit beweglicher Sohle und erst recht mathematische Ansätze für den Feststofftransport z. Z. noch keine hinreichende Naturähnlichkeit auf, um zuverlässige quantitative Voraussagen über die zukünftige Entwicklung von Wattengebieten treffen zu können.

Da es bisher nicht gelang, physikalisch exakte Gesetzmäßigkeiten allein aus den hydrodynamischen Kraftwirkungen für die Wechselbeziehungen zwischen dem instationär strömenden Wasser und dem Bodenrelief der Wattgebiete abzuleiten, muß auf empirische Methoden zurückgegriffen werden. Diese letzteren setzen umfangreiche Informationen aus der Natur, insbesondere aber genaues Kartenmaterial voraus, um Gesetzmäßigkeiten der morphologischen Strukturveränderungen erfassen zu können (KNOP, 1963; GÖHREN, 1970).

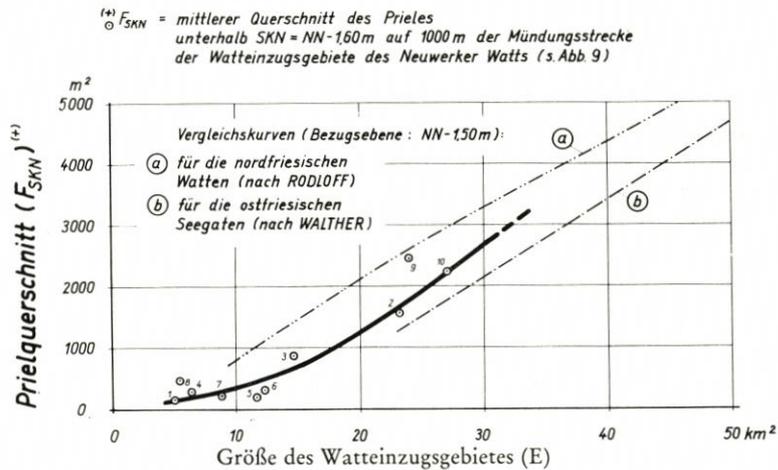


Abb. 1. Durchflußquerschnitte (F) für Bezugsebenen bei etwa MTnw in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (E)

Übereinstimmend haben verschiedene Untersuchungen von Gleichgewichtszuständen im Tidegebiet gezeigt, daß eine eindeutige Beziehung (Abb. 1) zwischen einem charakteristischen Durchflußquerschnitt und dem zugehörigen stromaufwärts gelegenen Tidevolumen bzw. der Größe des Wateinzugsgebietes besteht (RODLOFF, 1970; WALTHER, 1972; GIESE, 1971; O'BRIEN, 1969).

Wird also das Wateinzugsgebiet und damit seine Tidewassermenge durch bauliche Eingriffe künstlich vergrößert oder verkleinert, so wird sich auch der Verlauf des Durchflußquerschnittes entlang des Einzugsgebietes entsprechend verändern, d. h. sich dem neuen Gleichgewichtszustand anpassen (PFEIFFER, 1969).

Alle bislang beschriebenen Ansätze gehen von der Vorstellung aus, die hydrodynamisch-morphologischen Wechselbeziehungen als Variante des klassischen Durchflußproblems (Kontinuitätsgesetz) zu erfassen (HENSEN, 1971; O'BRIEN, 1969; RODLOFF, 1970; WALTHER, 1972). Dabei werden brauchbare Ergebnisse erzielt, wenn eindeutige Begrenzungen des Flutraumes und damit auch die Ermittlung der Wassermenge einer Tide (T_f) möglich sind. Die Durchflußquerschnitte werden dabei als reine Flächenwerte ohne Berücksichtigung der mittleren Tiefe und Breite für Bezugshorizonte unter dem Niveau der halben Tide angegeben. Die Verhältnisse in den höher gelegenen Bereichen des jeweiligen Wateinzugsgebietes blieben dabei unberücksichtigt.

II. Das Wateinzugsgebiet

An der zunächst rein morphologischen Betrachtungsweise und dem Bezug ihrer Kenngrößen auf die Größe des Wateinzugsgebietes (E) wird in dem im folgenden entwickelten

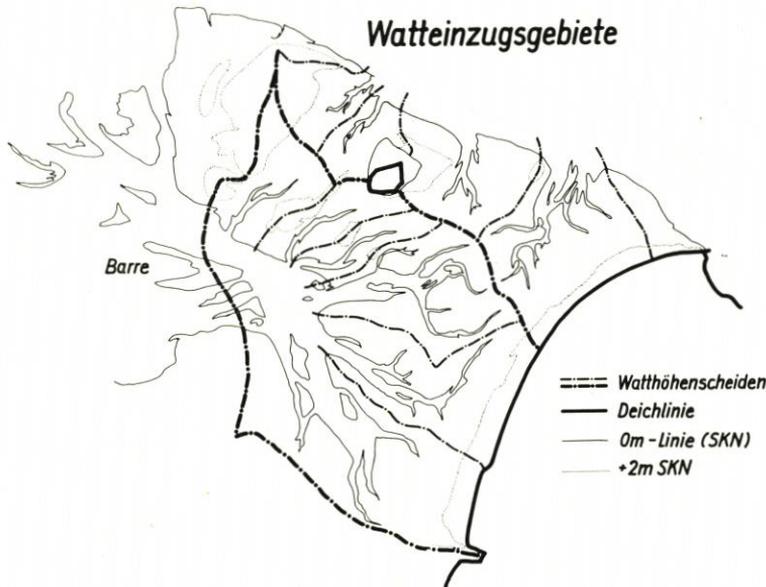


Abb. 2. Morphologische Gliederung der Watten in Wateinzugsgebiete – hier am Beispiel des Neuwerker Wats (s. auch Abb. 9).

Verfahren zweckmäßigerweise festgehalten. Die Watten werden dabei derart in Wateinzugsgebiete (WEG) unterteilt, daß jedem Wasserlauf (Priel oder Wattstrom) die umgebenden Fluträume bis zur Uferlinie oder bis zur topographischen Wathöhenscheide zugeordnet werden (Abb. 2). Diese definierten Grenzen eines Wateinzugsgebietes können in fast allen Fällen aus der Wattgrundkarte abgelesen werden (KNOP, 1963; DOLEZAL, 1972).

Ein gewisser Spielraum verbleibt zunächst für die seeseitige Begrenzung. Insbesondere läßt der zerlappte Verlauf der Tiefenlinien an der Prielmündung oft auf stärkere morphologische Umlagerungen schließen, als es entlang der Wattkante mit ihrem gestreckten Verlauf der Fall ist. Seeseitig wurden die Watteinzugsgebiete bei den Auswertungen mit der SKN-Linie¹⁾ und ihrer geradlinigen Verbindung über die Prielmündung begrenzt.

In Anlehnung an die vorangestellten Ausführungen wird hier nochmals auf die morphologischen Besonderheiten der Wattströme und Priele hingewiesen. Mit ihren zum Teil stark gegliederten Rinnensystemen und sehr unterschiedlichen Durchflußquerschnitten unterscheiden sie sich grundsätzlich von den Verhältnissen in einem Tidefluß mit richtungsstabilen Flut- und Ebbebeströmungen ohne nennenswerte, im Verlauf einer Tide trockenfallende Vorländer (Abb. 3). Bei höheren Wasserständen findet die Ein- und Ausströmung nicht nur durch die Priele statt, sondern auch von der Wattkante her über das Watt. Der Leistungsquerschnitt variiert deshalb im allgemeinen beträchtlich, so daß der Gleichgewichtszustand nach den oben genannten Berechnungsansätzen nicht hinreichend erfaßt werden kann.

Im Vordergrund des nachfolgend beschriebenen Verfahrens stehen die Bemühungen, die von RODLOFF geäußerten Einschränkungen wenigstens teilweise abzubauen. Darüber hinaus war es das Ziel der Untersuchungen, ein Verfahren zu entwickeln, das quantitative Aussagen über die bei Veränderung der Größe des Watteinzugsgebietes zu erwartenden Sandumlagerungen (Sandbilanzen) ermöglicht. Es mußten deshalb die ufernahen Bereiche und die hohen prielfernen Wattengebiete mit in den Untersuchungsbereich einbezogen werden.

III. Berechnungsverfahren für die Vertikalstruktur der Morphologie eines Watteinzugsgebietes

1. Voraussetzungen

Aus der Vielzahl der Parameter (Größe des Watteinzugsgebietes, Tidehub, mittlerer Korndurchmesser, Strömungsgeschwindigkeit, Windeinflüsse, Triftströmungen usw.), die für die hydrodynamisch-morphologischen Wechselbeziehungen in einem Watteinzugsgebiet von Bedeutung sein können, wurden nach sorgfältiger Abschätzung ihres möglichen Einflusses nur diejenigen Größen ausgewählt, die den maßgebenden Einfluß zu haben scheinen. Die Korngrößenverteilung des Wattbodens konnte (wegen des teilweisen Fehlens von Naturmessungen) noch nicht mit berücksichtigt werden. Dabei kann allerdings vorausgesetzt werden, daß die Korngrößenverteilung des Sohlenmaterials in den untersuchten Watteinzugsgebieten der inneren Deutschen Bucht annähernd die gleiche ist.

Das gleiche gilt auch für den Tidehub, der im Bereich der untersuchten Watteinzugsgebiete die annähernd gleiche Größenordnung aufwies. Ein direkter Einfluß des Tidehubes konnte bei dem hier angewendeten Verfahren deshalb bisher nicht nachgewiesen werden.

Als charakteristische hydrologische Kennwerte wurden die Mittelwerte der Tideniedrigwasserstände (MT_{nw}) am jeweiligen Prielanfang an der seeseitigen Begrenzung der Watteinzugsgebiete mit in die Untersuchung einbezogen.

Zum Nachweis der Allgemeingültigkeit der nachfolgend aufgestellten Beziehungen

¹⁾ SKN = Seekarten-Null.



Abb. 3. Luftbildschrägaufnahme des Neuwerker Watts. Blickrichtung vom Sahlenburger Strand an der niedersächsischen Küste in Richtung Neuwerk und Scharhörn. Nachdruck aus: GÖHREN, H.: Hydrodynamische und küstenmorphologische Probleme bei der Planung des Tiefwasserhafens Neuwerk/Scharhörn. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 33. Band 1972/73, 1973. Mit freundlicher Genehmigung der Schriftleitung der Hafentechnischen Gesellschaft und des Verfassers, Herrn Dr.-Ing. H. GÖHREN, Leiter der Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk. – Aufnahme: Vermessungsbüro N. RÜPKE, Hamburg; Freigabe: LAH, 1250/71)

für die Watteinzugsgebiete im norddeutschen Küstenraum wurden insgesamt 22 Wattstrom-Systeme ausgewertet und für die nachfolgenden Diagramme verwendet.

2. Niveauflächen-Verteilung

Nach der Bereichseinteilung der Watteinzugsgebiete in den Wattgrundkarten wurden die durch die geodätischen Höhenlinien und die Grenzen des Watteinzugsgebietes umrissenen „Niveauflächen“ planimetrisch ermittelt. Die mit der Höhe stetig bis auf die Gesamtgröße (E) des Watteinzugsgebietes anwachsenden Niveauflächenwerte (O) und ihre Zuordnung zur geodätischen Höhe als Ordinate wurden zunächst als Eingangswerte für die morphologischen Untersuchungen verwendet. Dabei wurden die jeweiligen Flächen-

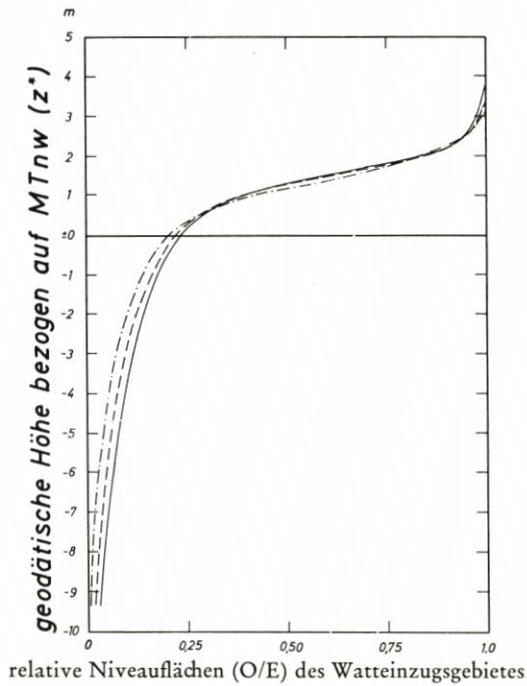


Abb. 4. Relative Darstellung der Niveaulächen $O/E = f(z^*)$ (E = Gesamtgröße des Wateinzugsgebietes) in Abhängigkeit von der geodätischen Höhe (z^*), bezogen auf MTnw am seeseitigen Rand des Wateinzugsgebietes

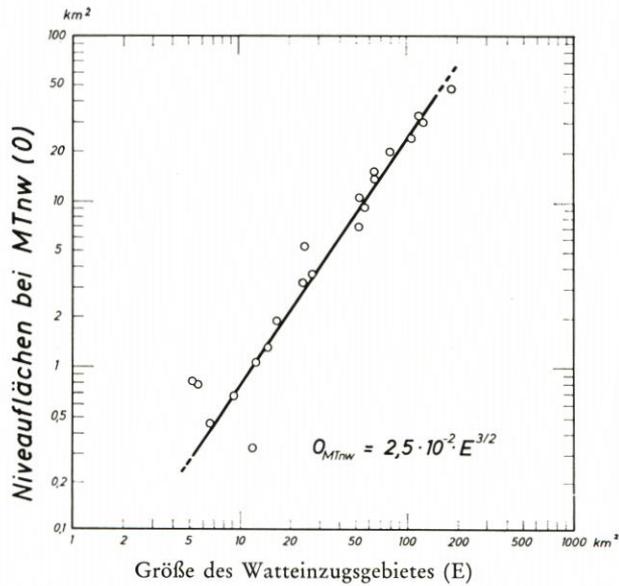


Abb. 5. Niveaulächen (O_{MTnw}) für das Bezugsniveau MTnw in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (E) (O und E in km^2)

werte (O) auf die Gesamtfläche (E) des Wateinzugsgebietes bezogen und als Verhältniswerte (O/E) in Abhängigkeit von der geodätischen Höhe (Flächenzunahmefunktion) dargestellt (Abb. 4).

Die Gesetzmäßigkeit der Flächenzunahmefunktionen der untersuchten Wattbereiche wird am Beispiel der Niveaufläche bei MT_{nw} nachgewiesen (Abb. 5). Sie ergibt sich in diesem Fall als Funktion der Gesamtgröße des Wateinzugsgebietes (E) zu

$$O_{MT_{nw}} = 2,5 \cdot 10^{-2} \cdot E^{3/2} \quad (1)$$

wobei (O) und (E) in (km²) einzusetzen sind.

Bei Wahl anderer Bezugshorizonte läßt sich eine ähnliche Gesetzmäßigkeit nachweisen.

Bei den Auftragungen der Abbildung 5 (sowie auch bei den Darstellungen auf den nachfolgenden Diagrammen) zeigen einige der Prielsysteme eine Abweichung von der allgemeinen Tendenz der morphologischen Prägung der übrigen Wattströme. Die Ursache hierfür ist in den verschiedenartigen hydrologischen Randbedingungen zu vermuten.

3. Volumen-Verteilung

Bei dem verwendeten Verfahren geht es ferner darum, das Fassungsvermögen des jeweiligen Wateinzugsgebietes quantitativ zu bestimmen. Den dreidimensionalen hydrodynamischen Vorgängen wird dabei durch eine volumenmäßige Erfassung der morphologischen Struktur besser Rechnung getragen, als dies bei einer zwei- oder eindimensionalen

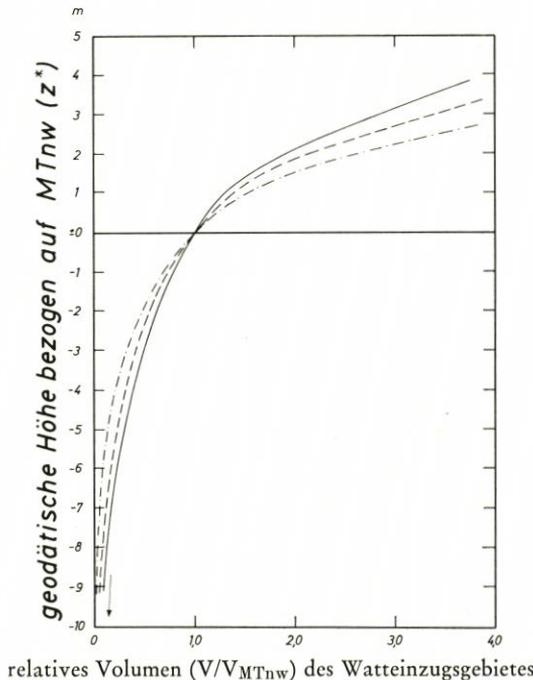


Abb. 6. Relative Darstellung des Volumens $V/V_{MT_{nw}} = f(z^*)$ ($V_{MT_{nw}}$ = Volumen des Wateinzugsgebietes bei MT_{nw}) in Abhängigkeit von der geodätischen Höhe (z^*), bezogen auf MT_{nw} am seeseitigen Rand des Wateinzugsgebietes

Betrachtungsweise der Fall wäre. Diese Überlegung deckt sich mit dem bereits von RODLOFF geäußerten Gedanken, durch verschiedene Funktionsscharen in jeder Bezugsebene des Tidehubes zu einer besseren Erfassung der Verhältnisse innerhalb des Wateinzugsgebietes zu gelangen.

Zur Ermittlung des Volumens eines Wateinzugsgebietes wurden die Teilvolumen zwischen zwei aufeinanderfolgenden Niveauflächen entsprechend ihrem Höhenunterschied bestimmt. Die Teilvolumen wurden dann vom tiefsten Punkt an aufwärts schrittweise aufsummiert und über die Höhe bis MThw als Summenkurve (Füllungskurve) aufgetragen. Für die dimensionslose Darstellung wurde zweckmäßigerweise MTnw am Prielfanfang als Bezugshorizont ($z^* = 0$) gewählt (Beispiele Abb. 6).

Bei MTnw ($z^* = 0$) wird $V/V_{MTnw} = 1$. Die Abhängigkeit der Volumengröße der untersuchten Prielsysteme von der Größe des Wateinzugsgebietes (E) ist analog zu den Niveauflächenfunktionen (Abb. 5) für das Volumen bei MTnw in Abbildung 7 dargestellt.

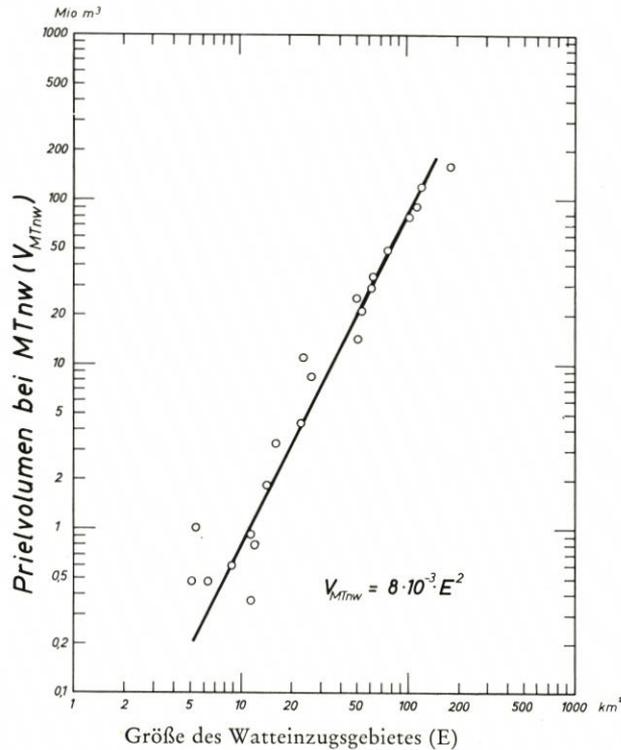


Abb. 7. Prielvolumen (V_{MTnw}) bei MTnw am seeseitigen Rand des Wateinzugsgebietes in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (E) (V_{MTnw} in Mio. m³, E in km²)

Die Streuung der ermittelten Werte ist dabei, ähnlich wie bei der Auftragung der zweidimensionalen Flächenwerte (Abb. 5), relativ gering. Die Tendenz der ermittelten Werte für die Prielvolumen bei MTnw in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (E) kann durch eine Potenzfunktion der folgenden Form angenähert werden:

$$V_{MTnw} = 8 \cdot 10^{-3} \cdot E^2, \quad (2)$$

wobei (V_{MTnw}) in (Mio. m³) und (E) in (km²) einzusetzen sind.

4. Mathematische Ausgleichsfunktion für die vertikale Volumen-Struktur

Unabhängig von der gewählten mathematischen Näherungsfunktion verbleibt die Forderung, die relative Volumenzunahme V/V_{MTnw} in Abhängigkeit von der Gesamtgröße des Wateinzugsgebietes (E) darzustellen. Der Verlauf der untersuchten Einzelkurven (z. B. Abb. 6) wurde in erster Näherung durch eine logarithmische Funktion der folgenden allgemeinen Form beschrieben:

$$z^* = \log_{\bar{a}}(V/V_{MTnw}), \tag{3}$$

die sich besonders gut im Bereich $z^* > 0$ den ermittelten Volumenfunktionen anpaßt. Für negative z^* -Werte ist die gewählte Näherungsfunktion auf Grund ihres asymptotischen Verhaltens weniger gut geeignet. Da es sich bei den Volumen-Funktionen jedoch um eine Summenkurve handelt, kann der Volumenbereich für $z^* \leq 0$ durch das ohnehin nach Gleichung (2) bekannte Prielvolumen für MTnw (Abb. 7) berechnet werden.

Die logarithmische Näherungsfunktion der Gleichung (3) beschreibt somit die Volumenzunahme des Wateinzugsgebietes mit zunehmender Höhe oberhalb MTnw. Indirekt lassen sich daraus auch die zu den verschiedenen Höhenstufen gehörenden Größen der Niveauflächen wieder herleiten.

Für jedes Wateinzugsgebiet ergibt sich entsprechend dem Kurvenverlauf eine unterschiedliche logarithmische Basis (\bar{a}) für die Näherung nach Gleichung (3), die ihrerseits wieder eine Funktion der Größe des Wateinzugsgebietes (E) ist.

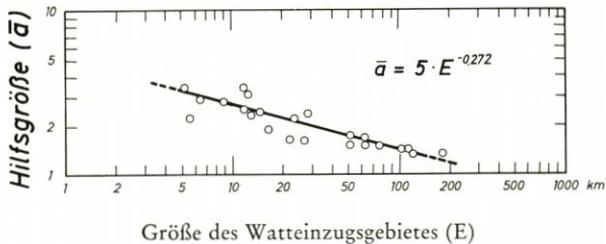


Abb. 8. Hilfsgröße (\bar{a}) als dimensionsloser Parameter der logarithmischen Ausgleichsfunktion für das relative Volumen des Wateinzugsgebietes zwischen MTnw und etwa MThw in Abhängigkeit von der Größe des Wateinzugsgebietes (E)

Die ermittelten Hilfsgrößen (\bar{a}) wurden in Abhängigkeit von der Gesamtgröße des Wateinzugsgebietes (E) für dieselben Wattstromsysteme, wie bereits vorher verwendet, auf Abbildung 8 aufgetragen. Die Auftragung der funktionellen Abhängigkeit $\bar{a} = f(E)$ zeigt eine eindeutige generelle Tendenz, die sich durch eine Potenzfunktion der folgenden Form annähern läßt (Abb. 8):

$$\bar{a} = 5 \cdot E^{-0,272}, \tag{4}$$

Die Auftragungen der Abbildungen 5, 7 und 8 zeigen, daß die Zunahme des Prielvolumens (V) mit der Tiefe (z^*) eine eindeutige Funktion der Größe des Wateinzugsgebietes (E) ist. Bei Verwendung der Gleichungen (2), (3) und (4) läßt sie sich wie folgt darstellen:

$$V = V_{MTnw} \cdot \bar{a}^{z^*} = 0,008 \cdot E^2 (5 \cdot E^{-0,272})^{z^*} \tag{5}$$

d. h. $V = f(E, z^*). \tag{6}$

Damit ist die Möglichkeit gegeben, bei Veränderung der Größe eines Watteinzugsgebietes (E) durch bauliche Maßnahmen zu einer Abschätzung der morphologischen Veränderungen in diesem Wattbereich und damit auch zu einer quantitativen Voraussage der zu erwartenden Sandumlagerungen zu gelangen.

5. Beispiel für die Berechnung des Volumens eines Watteinzugsgebietes

Um die Anwendung des entwickelten Verfahrens zu veranschaulichen, soll dasselbe auf das Watteinzugsgebiet Buchtloch/Roßhaken des Neuwerker Watts im folgenden angewendet werden (Abb. 9).

Die Gesamtgröße des Watteinzugsgebietes beträgt $E = 23,252 \text{ km}^2$, MT_{nw} am Prielfang = rd. $-1,52 \text{ mNN}$. Nach Gleichung (4) ergibt sich die Hilfsgröße zu

$$\bar{a} = 5 \cdot E^{-0,272} = 2,13$$

und nach Gleichung (2) das Prielvolumen bei MT_{nw} zu

$$V_{MT_{nw}} = 8 \cdot 10^{-3} \cdot E^2 = 4,33 \text{ Mio m}^3.$$

Bei Rechnung für das Niveau von

$$H = + 3,00 \text{ m SKN} = + 1,40 \text{ mNN}$$

folgt mit

$$z^* = H - MT_{nw} = + 2,92 \text{ m}$$

für das WEG-Volumen

$$V = V_{MT_{nw}} \cdot \bar{a} \cdot z^* = 39,50 \text{ Mio m}^3.$$

Die aus der Planimetrierung des vorhandenen Kartenmaterials exakt ermittelten Werte für das Prielvolumen bei MT_{nw} und $+ 1,40 \text{ mNN}$ betragen:

$$V_{MT_{nw}} = 4,41 \text{ Mio m}^3 \text{ und}$$

$$V_{+ 1,40 \text{ mNN}} = 42,11 \text{ Mio m}^3.$$

Die Fehler bei der Ermittlung der WEG-Volumen nach dem entwickelten Verfahren (s. Gleichungen [2] und [5]) gegenüber dem exakten Wert betragen bei MT_{nw} $1,8 \%$ und bei $H = + 1,40 \text{ mNN}$ $6,2 \%$. Die Genauigkeit der empirischen Berechnung kann deshalb als ausreichend angesehen werden.

IV. Berechnung der Watteinzugsgebiete nach Einbau der Dämme und Hafenanlagen für den geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn

1. Vorbemerkungen

Bislang wurden die Ergebnisse der Auswertungen von vorhandenen Wattgrundkarten auf ihre Gesetzmäßigkeiten hin untersucht und daraus empirische Beziehungen zwischen den morphologischen Kennwerten ($O_{MT_{nw}}$, $V_{MT_{nw}}$, \bar{a}) und der Gesamtgröße eines Watteinzugsgebietes (E) abgeleitet. Im folgenden soll nun mit Hilfe der ermittelten Gesetzmäßigkeiten der Versuch unternommen werden, durch eine Abschätzung der Volumenänderungen der nach Einbau der Dämme und Hafenanlagen des geplanten Tiefwasserhafens Neuwerk/Scharhörn betroffenen Watteinzugsgebiete zu einer Aussage über die zu erwartende *Sandbilanz* zu kommen.



Die Tiefenlinien der Elbe wurden einem anderen Plan entnommen.

Wattinzugsgebiete des Neuerker Watts
mit 4 Varianten der Dammitrasse zum geplanten Tiefwasserhafen Neuerk / Scharhorn

- Legende:
- A B C D 4 Varianten
 - ① Wattinzugsgebiete
 - I, II, III Teilbereiche
 - I = ②+③
 - II = ④+⑤
 - III = ⑥

Höhen bezogen auf SKN = NN - 160m

0 1 2 3 km

Abb. 9. Wattinzugsgebiete des Neuerker Watts im heute bestehenden Zustand (Morphologie von 1966) und ihre teilweise neue Begrenzung durch die im FRANZIUS-INSTITUT untersuchten Dammbauten für den durch die FREIE UND HANSESTADT HAMBURG geplanten Tiefwasserhafen Neuerk/Scharhorn

Für die im Grundriß künstlich veränderten Watteinzugsgebiete kann vorausgesetzt werden, daß dieselben wattenbildenden Parameter und Einflüsse auch weiterhin gültig sind. Insbesondere ist ein ausreichender Sandvorrat in der näheren Umgebung der künstlichen Veränderung die Voraussetzung für eine entsprechende morphologische Umbildung des betroffenen Wattbereichs.

Über die Zeitspanne, die erforderlich ist, um einen neuen Gleichgewichtszustand in morphologischer Hinsicht zu erreichen, lassen sich bislang keine Angaben machen. Dergleichen können Übergangsstadien während der Bauzeit nicht abgeschätzt werden.

In der nachfolgenden Berechnung wurde die Morphologie der Wattgrundkarten von 1966 der sich nach Fertigstellung der Bauwerke wieder im hydrodynamisch-morphologischen Gleichgewicht befindlichen, veränderten Watten-Morphologie gegenübergestellt. Aus den Differenzbeträgen der Volumen lassen sich quantitative Aussagen über die zu erwartenden Sandumlagerungen treffen (KNOP, 1963).

2. Berechnungsverfahren

Der Schwerpunkt der Berechnungen liegt in der Ermittlung der Sandbilanzen nach Veränderung des jeweiligen Watteinzugsgebietes.

Nach Vorgabe der Größe des Einzugsgebietes (E) läßt sich sein Volumen nach Gleichung (5) direkt bestimmen. Bei Zugrundelegung der durch die baulichen Maßnahmen veränderten Größe des Einzugsgebietes (E) ergeben sich über eine Bilanz aller gegenüber dem Ausgangszustand veränderten Volumenteile die fehlenden oder überschüssigen Sandmengen, deren Umlagerung erforderlich wird, um einen neuen Gleichgewichtszustand zu erreichen.

Die meisten Niveauflächen-Funktionen haben etwa bei MThw bereits ihren Grenzwert erreicht (s. Abb. 4), der durch die Gesamtgröße des Watteinzugsgebietes (E) bestimmt ist. Für alle darüber liegenden Höhenkoten ist keine Änderung mehr zu erwarten, so daß die Volumenermittlung für ein fest gewähltes Niveau in Höhe des MThw hinreichend genau vorgenommen werden kann.

Die Volumenbestimmung der Watteinzugsgebiete wurde, soweit möglich, nach Gleichung (5) vorgenommen. Abgeschnittene Prielausläufer (z. B. der Till) und aufgespülte Bereiche (Hafenfläche und abgedämmter Bereich südlich des Dammes D, Abb. 9) konnten dagegen nur aus den Ergebnissen der Planimetrierung in die Volumenbilanz einbezogen werden.

Für die Untersuchungen wurden die Priele mit ihren Watteinzugsgebieten zu drei größeren Teilbereichen zusammengefaßt (Abb. 9):

- I. Bereich nordöstlich der Insel Neuwerk und der Dammtrasse A bzw. B;
- II. Bereich nordwestlich der Insel Neuwerk und der Dammtrasse A bzw. B;
- III. Bereich des jeweils um die nördlichen Prielausläufer verminderten Einzugsgebietes der Till.

Es wurden insgesamt vier Varianten für die Trassenführungen in der oben beschriebenen Weise untersucht. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Mit den Varianten C und insbesondere D sind Linienführungen für die Dammtrassen gewählt worden, die in den nördlichen Watteinzugsgebieten, abgesehen von geringfügigen internen Umlagerungen, nahezu unveränderte morphologische Verhältnisse erwarten las-

Tabelle 1

Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse für die Sandbilanzen bei den vier untersuchten Varianten A bis D der Dammtrassenführung

		I	Teilbereiche II	III
Variante A	Fläche	51,581	27,222	87,900
	Sandbilanz	— 7	— 10	+ 43
Variante B	Fläche	43,896	29,702	93,105
	Sandbilanz	— 4	— 12	+ 38
Variante C (= B + C)	Fläche	43,896	7,301	93,105
	Sandbilanz	— 4	+ 3,5	+ 38
Variante D (= B + C + D)	Fläche	40,134	7,301	93,105
	Sandbilanz	+ 1	+ 3,5	+ 38
Flächen in km ²			Erosion: —	
Sandbilanzen in Mio m ³			Sedimentation: +	

sen, da die Größe der Watteinzugsgebiete weitgehend unverändert bleibt. In der Till muß dagegen in jedem Fall mit einer Schrumpfung gerechnet werden.

V. Schlußbetrachtung

In der vorliegenden Abhandlung wurde ein empirisches Verfahren zur näherungsweise Berechnung von Gleichgewichtszuständen der Morphologie von Watteinzugsgebieten entwickelt.

Von der bisher üblichen zweidimensionalen Erfassung des Prieles oder Wattstromes (Querschnittsbetrachtung) wurde zu einer räumlichen (dreidimensionalen) Erfassung des Watteinzugsgebietes übergegangen. Für die formbeschreibenden Größen der Niveauflächen und des Volumens (bei MTnw an der seeseitigen Begrenzung des Watteinzugsgebietes) und des in der Vertikalen nach bestimmten Gesetzmäßigkeiten veränderlichen Volumens konnten bei vorerst recht einheitlichem Tidehub von etwa 3 m empirische Beziehungen zur Größe des Watteinzugsgebietes (E) in Form von Potenzfunktionen hergeleitet werden.

Aus den Differenzbeträgen der Volumina bei den heute bestehenden Verhältnissen und den nach baulichen Eingriffen zu erwartenden Volumina des neuen Gleichgewichtszustandes lassen sich quantitative Aussagen über die zu erwartenden Sandumlagerungen treffen.

Eine Verallgemeinerung der vorliegenden Ergebnisse ist erst dann zulässig, wenn die Einflüsse weiterer wattbildender Parameter noch mit in die Untersuchungen einbezogen werden. Hierzu gehören vor allem charakteristische Größen, die die Beschaffenheit des Oberflächensediments (z. B. mittlerer Korndurchmesser) beschreiben, sowie der Einfluß des Tideverlaufes.

VI. Schriftenverzeichnis

- DOLEZAL, R.: Photogrammetrie der Westküste Schleswig-Holsteins. Die Küste 22, 1972.
 FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT HANNOVER: Modellversuche für das Neuwerker Watt. 2. Teilbericht: Morphologische Untersuchungen (unveröffentlicht), 1972.

- GIERLOFF-EMDEN, H. G.: Luftbild und Küstengeographie am Beispiel der deutschen Nordseeküste. Landeskdl. Luftbildauswertung im mitteldeutschen Raum, H. 4, 1961.
- GIESE, E.: Fahrwasserumbildungen in der Außenelbe. Die Wasserwirtschaft 62, Heft 3, 1971.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. Hamburger Küstenforschung, Heft 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung, Heft 19, 1971.
- HENSEN, W.: Die Entwicklung der Fahrwasserhältnisse in der Außenelbe. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 18. Bd., 1939/40.
- HENSEN, W.: Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. Hansa, Nr. 15, 1971.
- HOMER, H.: Historisches Kartenwerk 1 : 50 000 der niedersächsischen Küste. Jahresber. Forschungsstelle Norderney, VIII, 1961.
- KNOP, FR.: Untersuchungen über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Mitt. Leichtweiß-Inst. f. Wasserbau u. Grundbau der TH Braunschweig, 1961.
- KNOP, FR.: Küsten- und Wattveränderungen Nordfrieslands – Methoden und Ergebnisse ihrer Überwachung. Die Küste 11, 1963.
- KÖNIG, D.: Vergleichende Bestandsaufnahmen an bodenbewohnenden Watt-Tieren im Gebiet des Sicherungsdammes vor dem Friedrichskoog (Süderdithmarschen) in den Jahren 1935–1939. Westküste 1943.
- KÖNIG, D.: Deutung von Luftbildern des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres, Beispiele und Probleme (mit gesonderter Bildmappe). Die Küste 22, 1972.
- LORENZEN, JOH. M.: Planung und Forschung im Gebiet der schleswig-holsteinischen Westküste. Westküste I, 1, 1938.
- LORENZEN, JOH. M.: 25 Jahre Forschung im Dienst des Küstenschutzes. Die Küste 8, 1960.
- O'BRIEN, M. P.: Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts. Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE, Vol. 95, No. WWN 1, 1969.
- PFEIFFER, H.: Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaus zwischen dem Festlande und der Insel Sylt auf die Wasserhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandküste. Die Küste 17, 1969.
- RODLOFF, W.: Über die Morphologie einiger Wattgebiete der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste 20, 1970.
- RODLOFF, W.: Über Wattwasserläufe. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover, Heft 34, 1970.
- WALTHER, F.: Zusammenhänge zwischen der Größe der ostfriesischen Seegaten mit ihren Wattgebieten sowie den Gezeiten und Strömungen. Forschungsstelle Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung, Jahresbericht 1971, Band XXIII, 1972.
- WOHLENBERG, E.: Die Grüne Insel in der Eidermündung, eine entwicklungsphysiologische Untersuchung. Arch. Deutsche Seewarte 50, 1931.
- WOHLENBERG, E.: Entstehung und Untergang der Insel Trischen. Mitt. Geogr. Ges. Hamburg 49, 1950.
- WOHLENBERG, E.: Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. Die Küste, II, 2, 1954.
- WRAGE, W.: Das Wattenmeer zwischen Trischen und Friedrichskoog. Arch. Deutsche Seewarte 48, 1930.
- WRAGE, W.: Luftbild und Wattforschung. Petermanns Geogr. Mitt. 102, 1958.