

Die Küste

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

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

HERAUSGEBER:
DER KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE

Heft 27 - 1975

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

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BERNDT, D., Ing. (grad.), 2 Hamburg 13, Moorweidenstr. 14; DETTE, Hans Henning, Dr.-Ing., 33 Braunschweig, Abtstr. 44; ERCHINGER, Heie Focken, Dipl.-Ing., Baudirektor, 298 Norden, Jahnstr. 1; FLÜGGE, Gerd, Dipl.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing., 33 Braunschweig, Abtstr. 44; GIESE, Egon, Ing. (grad.), 2 Hamburg 13, Moorweidenstr. 14; GÖHREN, Harald, Dr.-Ing., Baudirektor, 219 Cuxhaven, Lentzkai; GRÜNE, Joachim, Dipl.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; HARTEN, Herrmann, Dipl.-Ing., 2 Hamburg 13, Moorweidenstr. 14; HOVERS, G., Dr.-Ing., Regierungsbaudirektor, 53 Bonn, Bertha-von-Suttner-Platz 2-4; KÖVES, Laszlo, Ing. (grad.), 219 Cuxhaven, Deichstr. 12; KOHLHASE, Sören, Dr.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; KNISS, Hans-Gerhard, Dipl.-Ing., Oberregierungsbaurat, 75 Karlsruhe, Hertzstr. 16; NASNER, Horst, Dr.-Ing., 282 Bremen 70, Zum Fichtenhof 24; OHLMEYER, F., Dipl.-Ing., 2 Hamburg 13, Moorweidenstr. 14; PARTENSCKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; PASENAU, Horst, Dr. rer. nat., 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 20; REINHARD, Rüdiger, Dipl.-Phys., 23 Kiel, Reventlouallee 8; RENGER, Eberhard, Dipl.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; SCHRÖDER, Gerd E., Dipl.-Ing., Regierungsbaurat, 23 Kiel, Hindenburgufer 247; SCHWARZE, Horst, Dr.-Ing., 3 Hannover, Nienburger Str. 4; SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing., Priv.-Doz., 219 Cuxhaven, Lentzkai; SINDERN, Josef, Dipl.-Ing., Regierungsbaudirektor, 23 Kiel, Hindenburgufer 247; SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat., 3 Hannover, Welfengarten 1; ULRICH, Johannes, Dr. rer. nat., Kustos, 23 Kiel, Düsternbrooker Weg 20; VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing., Regierungsbaudirektor, 2 Hamburg 13, Moorweidenstr. 14; WENZEL, Dieter, Dipl.-Ing., 225 Husum, Herzog-Adolf-Str. 1; WETZEL, Volkhard, Dipl.-Ing., Oberregierungsbaurat, 294 Wilhelmshaven, Mozartstr. 32.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich.

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

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

Inhaltsverzeichnis

Coastal Engineering Conference 1974 in Kopenhagen

DETTE, Hans Henning, Dr.-Ing.	
FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing.	
Naturuntersuchungen an Brandungsströmungen	1
SIEFERT, Winfried, Dr.-Ing., Priv.-Doz.	
Kritische Lauflänge von Wellen in flachem Wasser (Kurzfassung)	8
WENZEL, Dieter, Dipl.-Ing.	
Messung des Sanddurchsatzes nahe dem Seegrund	9
ERCHINGER, Heie Focken, Dipl.-Ing.	
Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil	19
GÖHREN, Harald, Dr.-Ing.	
Zur Dynamik und Morphologie der hohen Sandbänke im Wattenmeer zwischen Jade und Eider	28
HOVERS, Günter, Dr.-Ing.	
Morphologische Veränderungen in einem feinsandigen Tideästuar nach Strombaumaßnahmen (Kurzfassung)	50
SINDERN, Josef, Dipl.-Ing.	
SCHRÖDER, Gerd E., Dipl.-Ing.	
Die Verwendung des Luftbild-Wasserlinienverfahrens zur morphologischen Überwachung eines Ästuars	51
PASENAU, Horst, Dr. rer. nat.	
ULRICH, Johannes, Dr. rer. nat.	
Riesen- und Großrippeln in der Deutschen Bucht und Untersuchungen ihrer Bewegungsvorgänge in einem Testgebiet (Lister Tief) (Kurzfassung)	61
FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing.	
Eine Refraktionsbuhne aus Sand (Kurzfassung)	62
RENGER, Eberhard, Dipl.-Ing.	
PARTENSCKY, Hans Werner, Prof. Dr.-Ing. Dr. phys.	
Stabilitätskriterien für Tidebecken	63
GRÜNE, Joachim, Dipl.-Ing.	
KOHLHASE, Sören, Dr.-Ing.	
Wellentransmission an Schlitzwänden	74
GIESE, Egon, Ing. (grad.)	
HARTEN, Herrmann, Dipl.-Ing.	
VOLLMERS, Hans, Dr.-Ing.	
Erfahrungen mit dem Betrieb von Tidemodellen mit beweglicher Sohle	83
NASNER, Horst, Dr.-Ing.	
Bestimmung der Höhe von Tideriffeln	95
WETZEL, Volkhard, Dipl.-Ing.	
Erfahrungen über das Verhalten künstlich vertiefter Fahrinnen in Tide-ästuarien am Beispiel der Wasserstraße Jade	102
OHLMEYER, Friedrich, Dipl.-Ing.	
BERNDT, D., Ing. (grad.)	
Natur- und Modellmessungen der Stoffausbreitung in Ästuarien	109

KNISS, Hans-Gerhard, Dipl.-Ing. Ein neues Verfahren zum Verbau von Tideflüssen	117
FLÜGGE, Gerd, Dipl.-Ing. SCHWARZE, Horst, Dr.-Ing. Ähnlichkeitsbedingungen für die Untersuchungen in hydraulisch-thermischen Tidemodellen	124
SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr. rer. nat. Ein dreidimensionales barotropes Modell der küstennahen Zirkulationen mit Anwendungen auf die Nordsee	131
REINHARD, Rüdiger, Dipl.-Phys. Quantitative Erfassung der Sandwanderung (Kurzfassung)	140
GERKEN, Bernhard, Ing. (grad.) † KÖVES, Laszlo, Ing. (grad.) Neues Verfahren zur Beschickung von Lotungen im Tidegebiet	142

Naturuntersuchungen an Brandungsströmungen

Von Hans Henning Dette und Alfred Führböter

Summary

About physical processes in surf zones only few quantitative investigations are known. By means of high time-limit release (approx. 0.1 sec) of the used current meters it was possible in comparison to earlier field measurements, where only mean velocities could be investigated, to discover macro-turbulent processes within the longshore currents. It is shown (further details see DETTE and FÜHRBÖTER, 1974) that the longshore currents cannot be regarded any longer as a steady or quasisteady flow; fluctuations of the velocities in the range of ± 100 per cent occurred with up to 9 periods within one wave period. By definition of a periodical fluctuation parameter γ a nearly linear relationship with the breaker parameter β was found.

1. Vorbemerkung

Die hier mitgeteilten Untersuchungen wurden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft durch das Forschungsvorhaben: „Energieumwandlung in Brandungszonen“ im Schwerpunktprogramm: „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“ gefördert; sie konnten durch die gemeinsamen Untersuchungen zur Sandvorspülung vor Sylt im Jahre 1972 (FÜHRBÖTER et al. 1972) des Amtes für Land- und Wasserwirtschaft Husum und des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig ergänzt werden.

2. Einleitung

Bei der Untersuchung von physikalischen Vorgängen in Brandungszonen fällt es auf, daß im Gegensatz zu einer Fülle von theoretischen und experimentellen Arbeiten nur wenige Untersuchungen in der Natur bekannt sind. Dieser Mangel kann nicht auf fehlendes Interesse zurückgeführt werden, sondern liegt darin begründet, daß es bislang noch keine geeigneten Meßverfahren zum Einsatz unter erschwerten Seegangsbedingungen gab. Durch die Verwendung von elektronischen Meßgeräten wurden Naturmessungen erst in jüngster Zeit ermöglicht; damit allein ist es jedoch in Brandungszonen bei fehlenden Festpunkten (Meßbrücken, Pfählen, Plattformen) nicht getan, denn die Auslegung der Geräte und Kabel auf einem Strand, der täglichen Veränderungen in der Höhenlage bis zu 1 m unterliegt (LAMPRECHT, 1955), stellt neben der Beherrschung der Meßtechnik ein weiteres Problem dar. Es erübrigt sich zu erwähnen, daß Untersuchungen in der Natur wesentlich kostenaufwendiger sind und wesentlich mehr Zeit beanspruchen als ähnliche Untersuchungen im Laboratorium. Brandungsuntersuchungen in stark verkleinerten Modellen müssen jedoch (vgl. z. B. FÜHRBÖTER, 1971) notwendigerweise falsche Ergebnisse liefern, weil durch den Einfluß der Oberflächenspannung die Luftaufnahme beim Brechen verhindert wird und dadurch ein wichtiger Dissipationsfaktor nicht berücksichtigt wird.

3. Bemerkungen zu dem Auftreten von Brandungsströmungen

Brandungsströmungen treten als küstenparallele Strömungen dann auf, wenn Wellen schräg auf einem Strand auftreffen. Dadurch wird ein Küstenlängstransport von Sedimenten bewirkt, der durch einen Anteil aus der Orbitalströmung und durch die küstenparallele Brandungsströmung aufrechterhalten wird. Die Orbitalströmungen verhalten sich entsprechend den Wellenbewegungen und können als alternierende Strömungen angesehen werden; die Brandungsströmung dagegen stellt eine kontinuierliche Strömung dar und kann als eine Ausgleichsströmung betrachtet werden, die nach HENSEN (1957) an jeder Stelle des Strandes immer wieder durch neue Impulse aus der Brecherzone angefacht und aufrechterhalten wird. Allgemein müssen die Brandungsströmungen als komplexe Strömungen angesehen werden, die sich aus der Überlagerung von Orbitalströmungen sowie zweidimensionalen Unterströmungen und unregelmäßig über die Strandlänge auftretenden Rippströmungen, die als konzentrierte Rückströme in die offene See bekannt sind, zusammensetzen.

Über die Entstehung und über die Größenordnung von Brandungsströmungen gibt es seit Beginn der 40er Jahre eine Vielzahl von wissenschaftlichen Untersuchungen. Der erste Anstoß dazu ist auf mißglückte Landungsunternehmen mit Amphibienfahrzeugen während des letzten Krieges zurückzuführen, als ausgeprägte Brecherzonen ohne Schwierigkeiten durchquert werden konnten, ein Anlanden wegen zu starker Brandungsströmungen in der Ausbrandungszone aber häufig nicht glückte (PUTNAM et al., 1949). Mittlerweile sind schon mehr als 20 verschiedene Formeln zur Voraussage der Brandungsstromgeschwindigkeiten bekannt, die zum Teil experimentell im Labor, analytisch oder empirisch auf Grund von Natur- und Laboruntersuchungen hergeleitet wurden. Dabei wurden die Brandungsströmungen praktisch als stationäre oder quasi-stationäre Strömungen angesehen, die vorwiegend durch Mittelwerte beschrieben werden können. Bei den wenigen bisher bekannten Naturmessungen konnten durch die Verwendung von Treibkörpern, Ballons und Farblösungen ebenfalls nur mittlere Angaben über die Größenordnung der Brandungsströmung gewonnen werden; über die Streuung der Geschwindigkeiten konnte nichts ausgesagt werden.

Bei den Brandungsstrommessungen vor Sylt wurden elektromagnetische Zweikomponenten-Strömungsmeßgeräte mit hoher Zeitauflösung (etwa 0,1 s) eingesetzt; es handelt sich um Geräte, die auf einem induktiven Meßverfahren nach dem FARADAY-Prinzip beruhen. Es wurden umfangreiche Messungen bei vielfältigen Seegangsbedingungen gewonnen, so daß u. a. allgemeine Gesetzmäßigkeiten über die zeitliche Veränderlichkeit der Brandungsströmung abgeleitet werden konnten. Es wurden Variationskoeffizienten von 400 % bei geringen Brandungsstromgeschwindigkeiten festgestellt, die bei den höchsten mittleren Geschwindigkeiten von $\bar{v}_L = 1,5$ m/s bis auf 20 % abfielen. Innerhalb einer Wellenperiode wurden bei einer Sturmflut bis zu 9 periodische Schwankungen der Brandungsströmung ermittelt. Auch war es nicht ungewöhnlich, daß eine mittlere Brandungsstromgeschwindigkeit von z. B. $\bar{v}_L = 1,0$ m/s innerhalb kürzester Zeit von einer momentanen Geschwindigkeit von $v_L = \pm 0$ m/s auf $v_L = 2,0$ m/s anstieg. Auf die starken Fluktuationen ist vermutlich das hohe Transportvermögen der Brandungsströmung zurückzuführen (DETTE, 1974b). Diese vorangestellten Erkenntnisse aus den Untersuchungen vor Sylt sollen bereits vorab klarstellen, daß die Brandungsströmungen nicht länger als stationäre oder quasi-stationäre Strömungen angesehen werden dürfen, was durch die nachfolgend aufgeführten Untersuchungsergebnisse weiter belegt werden soll.

4. Größenordnung der mittleren Brandungsstromgeschwindigkeiten vor Sylt und ihre zeitlichen Veränderlichkeiten

Innerhalb des genannten mehrjährigen Forschungsprogrammes war der Schwerpunkt auf die Energiedissipation in der Brandungszone, d.h. auf die Messung der Wellen-(Brecher-)höhen in kurzen Abständen sowie auf die Ermittlung der sohnahen küstennormalen und küstenparallelen Strömungen ausgerichtet (FÜHRBÖTER [1974], BÜSCHING [1974] und DETTE [1974 a + b]). Abbildung 1 zeigt die Lage des Meßprofils vor Sylt, in dem die Wellen bis zu einer Entfernung von rd. 1300 m (Station W_4) gemessen wurden. Im folgenden wird die Größenordnung der mittleren Brandungsstromgeschwindigkeit mitgeteilt, und es werden Eigenschaften der sohnahen Brandungsströmung untersucht. Dazu konnten mehr als 150 Einzelmessungen mit Registrierzeitintervallen von jeweils 10 Minuten, ein Großteil davon während der ungewöhnlichen Sturmflutserie im November und Dezember 1973, herangezogen werden. Die analog aufgezeichneten Brandungsstromgeschwindigkeiten wurden anschließend in äquidistanten Zeitabständen von je 0,2 s digitalisiert, so daß die einzelnen Auswertungen über die Elektronische Datenverarbeitung (EDV) der Technischen Universität Braunschweig (ICL 1906 S) jeweils auf 3000 momentane Geschwindigkeiten gestützt werden konnten.

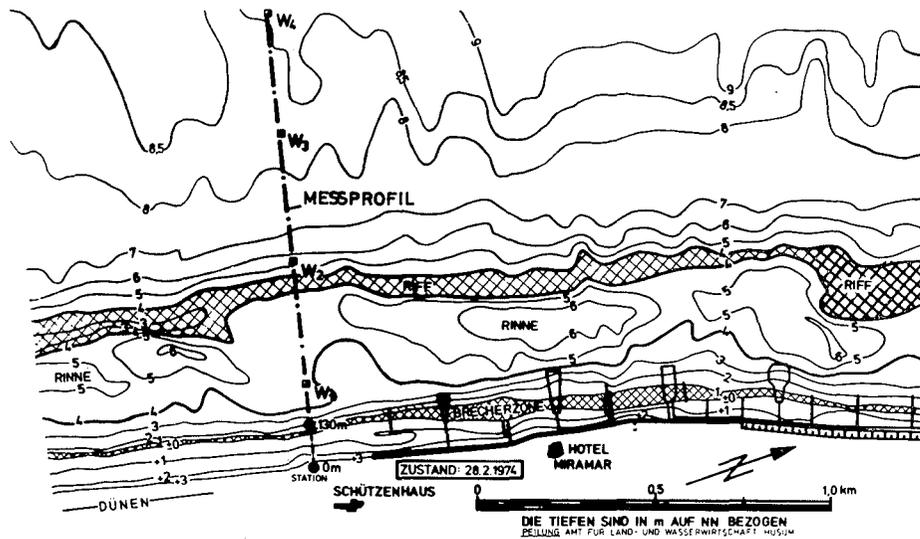


Abb. 1. Lage des Meßprofils vor Westerland/Sylt

Die Messungen ergaben, daß die höchsten Brandungsstromgeschwindigkeiten bei zwei verschiedenen Wetter- und Seegangsverhältnissen auftreten:

1. Schwere Sturmfluten mit höchsten Brecherhöhen ($H_B > 3$ m) und kleineren Brecherkammwinkeln ($\theta_B < 25^\circ$).
2. Küstenparallele Windrichtungen, bei denen größere Brecherkammwinkel ($\theta_B > 25^\circ$) auftreten, die Brecherhöhen jedoch unter $H_B = 1$ m liegen.

In beiden Fällen wurden mittlere Brandungsstromgeschwindigkeiten bis zu $\bar{v}_L = 1,5$ m/s an der Sohle gemessen. Damit konnte die „Hypothese“ von ZAUSIG (1939, bei GUTSCHE, 1961), daß das Abbruchmaterial des Strandes und des Kliffs vor Sylt nach Nor-

den und Süden verfrachtet wird, durch den Nachweis „hinreichend starker und andauernder Küstenlängsströmungen“ bestätigt werden.

Der Schwankungsbereich der Brandungsstromgeschwindigkeiten wird auf Abbildung 2 und 3 veranschaulicht, auf denen die maximalen Geschwindigkeiten in mittlerer Strömungsrichtung sowie die minimalen Geschwindigkeiten überwiegend in entgegengesetzter Richtung in Abhängigkeit von den mittleren Brandungsstromgeschwindigkeiten dargestellt sind.

Die eingezeichneten Regressionsgeraden zeigen, daß ein nahezu linearer Zusammenhang vermutet werden kann. Bei einer mittleren Geschwindigkeit von $\bar{v}_L = \pm 0$ m/s schwanken die momentanen Geschwindigkeiten bis $\pm 1,5$ m/s um den Mittelwert, erst bei $\bar{v}_L = 1,5$ m/s treten keine momentanen Geschwindigkeiten mehr in entgegengesetzter Richtung auf (DETTE, 1974b).

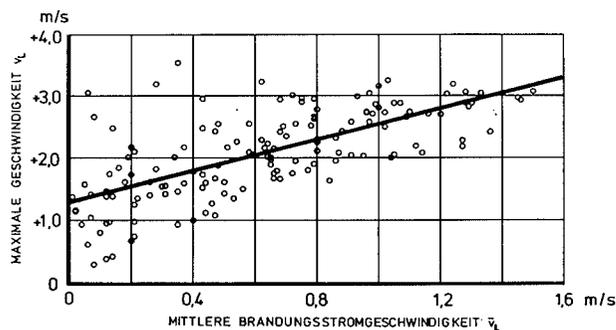


Abb. 2. Maximum der Brandungsstromgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert (DETTE, 1974b)

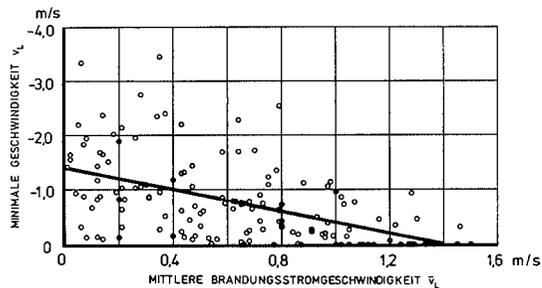


Abb. 3. Minimum der Brandungsstromgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert (DETTE, 1974b)

Die zeitliche Veränderlichkeit wurde über die statistischen Methoden der Standardabweichung

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{n=1}^{n=3000} (v_L - \bar{v}_L)^2}$$

und des dimensionslosen Variationskoeffizienten $C_v = \frac{\sigma_v}{\bar{v}_L}$ untersucht (Abb. 4).

Eine Regressionsrechnung für die Standardabweichung zeigt, daß diese nur unwesent-

lich mit zunehmender mittlerer Brandungsstromgeschwindigkeit von 0,33 m/s auf 0,42 m/s bei $\bar{v}_L = 1,5$ m/s ansteigt.

Die Ausgleichskurve für die Variationskoeffizienten C_v veranschaulicht die bereits erwähnte Streuung zwischen 400 % bei $\bar{v}_L = 0,1$ m/s und 20 % bei $\bar{v}_L = 1,5$ m/s. Im Vergleich dazu werden auf Abb. 4 die Ergebnisse von Untersuchungen von SONU (1967) an einem Strand in Japan dargestellt, bei denen eine höchste Streuung mit 30 % ermittelt wurde.

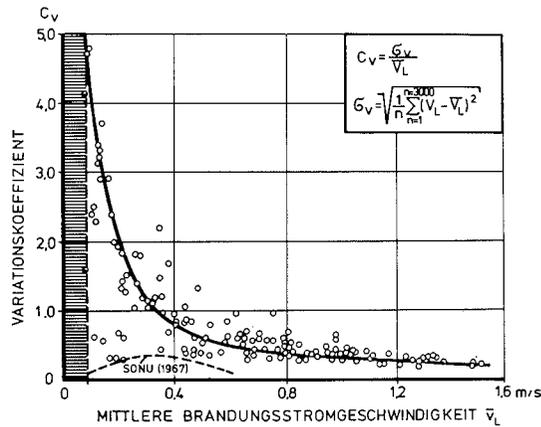


Abb. 4: Variationskoeffizient der Brandungsströmung in Abhängigkeit vom Mittelwert (DETTE, 1974b)

5. Makroturbulenz der Brandungsströmung

VELIKANOV (1949, bei KAZANSKIJ, 1972) befaßte sich mit Strömungsturbulenzen; er unterteilte das Geschwindigkeitsfeld in drei Kategorien:

1. Zeitlicher Mittelwert
2. Makroturbulenz (strukturelle Abweichung)
3. Mikroturbulenz (zufällige Abweichung).

Unter makroturbulenten Schwankungen sind strukturelle Formationen zu verstehen, die sich gegenüber den zufälligen Abweichungen (breites Spektrum) durch eine größere

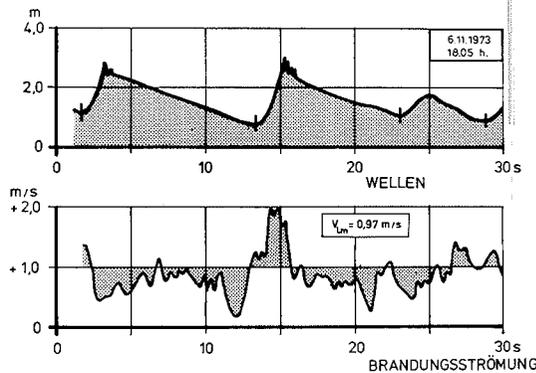


Abb. 5. Makro- und mikroturbulente Formationen in der Brandungsströmung (DETTE, 1974b)

Regelmäßigkeit (schmales Spektrum) auszeichnen. Abbildung 5 zeigt stellvertretend für die Brandungsstromregistrierungen, daß die oben genannten Formationen bei allen Messungen unterschieden werden konnten und daß die Periode der Makroturbulenz wesentlich kleiner als die Wellenperiode ist. Bei den Auswertungen der periodischen Schwankungen konnte nicht zwischen makro- und mikroturbulenten Erscheinungen unterschieden werden, es wird daher vorerst empfohlen, die mittlere periodische Schwankung angenähert als die Hauptperiode der Makroturbulenz in der Brandungsströmung zu betrachten; sie liegt im Mittel ungefähr bei $T_v = 2$ s (vgl. Abb. 5) in der Brandungszone vor Sylt.

6. Zusammenhänge zwischen der Energiedissipation und der Periodenkennzahl der Brandungsströmung

Es wurde bereits erwähnt, daß bei den schweren Sturmfluten im November und Dezember 1973 bis zu neun periodische Schwankungen der Brandungsströmung innerhalb einer Wellenperiode festgestellt wurden. Diese Erscheinung ist auf ein Phänomen zurückzuführen, auf das u. a. GALVIN (1972) hinweist, daß in Flachwassergebieten steile Wellen in zwei oder mehr Wellen („solitons“) mit unterschiedlichen Höhen und Perioden zerfallen.

Es wurde eine Periodenkennzahl

$$\gamma = \frac{T_B}{T_v}$$

T_B = Mittlere Wellenperiode in der Brecherzone

T_v = Mittlere periodische Schwankung der Brandungsströmung

definiert. Am Beispiel von Meßwerten während der Sturmflut vom 6./7. 11. 1973 wurde ein nahezu linearer Zusammenhang entdeckt (Abb. 6); die Periodenkennzahl γ steigt mit

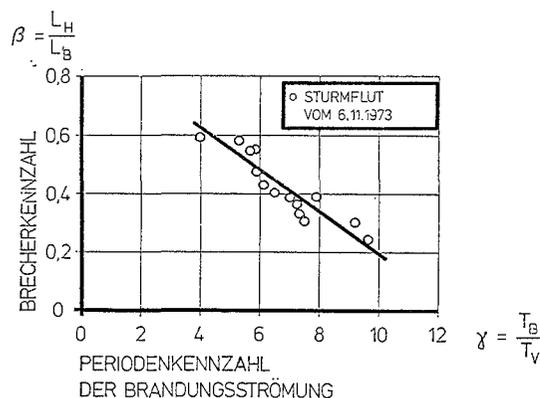


Abb. 6. Brecherkennzahl in Abhängigkeit von der Periodenkennzahl der Brandungsströmung

abnehmender Brecherkennzahl β , einer von FÜHRBÖTER (1974) vorgeschlagenen quantitativen Brecherklassifikation, die angibt, auf welcher horizontalen Strecke die Brandungsenergie zu 75 % umgewandelt wird. Je schmaler die Zone der Energieumwandlung wird, desto kleiner wird auch die mittlere periodische Schwankung der Brandungsströmung.

7. Zusammenfassung

Durch den Einsatz von elektronischen Meßgeräten mit einer hohen Zeitauflösung konnten makroturbulente Formationen im Verlauf der Brandungsstromgeschwindigkeiten aufgedeckt werden. Bei den Untersuchungen in der Brandungszone vor Sylt wurde eine beachtliche zeitliche Veränderlichkeit der Brandungsströmung mit Variationskoeffizienten zwischen $C_v = 400\%$ bei den kleinsten und 20% bei den höchsten mittleren Geschwindigkeiten von $\bar{v}_L = 1,5$ m/s sowie ein Auftreten von bis zu 9 periodischen Schwankungen innerhalb einer Wellenperiode festgestellt. Entgegen bisherigen experimentellen und theoretischen Untersuchungen können die Brandungsströmungen nicht länger als stationäre oder quasi-stationäre Strömungen, die vorwiegend durch Mittelwerte beschrieben werden können, angesehen werden.

9. Schriftenverzeichnis

- BÜSCHING, F.: Über Orbitalströmungen irregulärer Brandungswellen. Mitt. des Leichtweiss-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, Heft 42, 1974.
- DETTE, H. H.: Wellenmessungen und Brandungsbeobachtungen vor Westerland/Sylt. Mitt. des Leichtweiss-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, Heft 40, 1974a.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitt. des Leichtweiss-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, Heft 41, 1974b.
- DETTE, H. H., FÜHRBÖTER, A.: Field Investigations in Surf Zones Proceedings 14th Coastal Eng. Conference Copenhagen, Dänemark, Vol. I, 1975.
- FÜHRBÖTER, A.: Über die Bedeutung des Lufteinschlages für die Energieumwandlung in Brandungszonen. a) Mitt. des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 36, 1971, b) Die Küste, Heft 21, 1971.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. des Leichtweiss-Instituts der Technischen Universität Braunschweig, Heft 40, 1974.
- FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J., SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, Heft 23, 1972.
- GALVIN, C. J.: Wave Breaking in Shallow Water in "Waves on Beaches" edited by R. E. Meyer, Academic Press. Inc. New York and London, 1972.
- GUTSCHE, H.: Über den Einfluß von Strandbuhnen auf die Sandwanderung an Flachküsten. Mitt. des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 20, 1961.
- HENSEN, W.: Modellversuche über den Strandabbruch an den Enden von befestigten Küstenstrecken - Lee-Erosion. Mitt. des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 10, 1957.
- KAZANSKIJ, J.: Zur Turbulenzstruktur von Feststoff-Wasser-Strömungen in Rohrleitungen. Mitt. des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 37, 1972.
- LAMPRECHT, H. O.: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste von Sylt. Mitt. des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 8, 1955.
- PUTNAM, J. A., MUNK, W. H., TRAYLOR, M. A.: The Prediction of Longshore Currents. Trans. Americ. Geophys. Union, Vol. 31, 1949.
- SONU, C. J., MC. CLOY, W. H., TRAYLOR, M. A.: Longshore Currents and Nearshore Topographics. Proceedings 10th Coastal Eng. Conference, Vol. I, 1967.
- VELIKANOV, M. A.: Dinamika ruslovogo (Die Dynamik der Strömungen in Flüssen). Leningrad, UdSSR, 1949.
- ZAUSIG, F.: Veränderungen der Küsten, Sände, Tiefs und Watten der Gewässer um Sylt nach alten Seekarten, Seehandbüchern und Landkarten seit 1585. Geologie der Meere und Binnengewässer, 3. Band, Berlin, 1939.

Kritische Lauflänge von Wellen in flachem Wasser

(Kurzfassung)

Von Winfried Siefert

Das Thema befaßt sich zunächst mit der Parametrisierung der Topographie und führt zu dem Ergebnis, daß neben der Wassertiefe d weitere topographische Parameter von Bedeutung sind:

Die Wellensteilheit $\delta = \frac{\bar{H}}{L}$ als Ausdruck für den vorherrschenden Seegangscharakter, d. h. ob es sich um Brandung oder brandungsfreien Seegang handelt, sowie die Lauflänge s , die die Wellen im flachen Wasser (flacher als 10 m KN) zurückgelegt haben. Aus dem empirisch gefundenen Ansatz

$$\frac{\bar{H}_{\max}}{s} \left(1 - \frac{0,05 - \delta}{0,15}\right) = 0,2 \cdot \frac{d + 1}{s}^{1,16 - 0,06 \cdot \ln \frac{d + 1}{s}}$$

mit \bar{H}_{\max} als höchster physikalisch möglicher mittlerer Wellenhöhe läßt sich folgendes ableiten:

Wellen, die aus tiefem Wasser in Flachwassergebiete einlaufen, werden zunächst aufgesteilt und nehmen danach beim weiteren Lauf langsam an Höhe ab. Die Lauflänge bis zum höchsten Aufsteilen ergibt sich als kritische Lauflänge zu

$$s_{\text{krit.}} = 0,264 \cdot (d + 1)$$

mit d in Metern und s in Kilometern. Die höchste mittlere Wellenhöhe wird hier

$$\bar{H}_{\max}(s_{\text{krit.}}) = 0,223 \cdot \frac{0,15}{0,10 + \delta} \cdot (d + 1).$$

Die vorstehenden Ausführungen sind Teil einer umfangreichen Veröffentlichung über Flachwasserseegang*, die im wesentlichen auf 10jährige Untersuchungen der Forschungs- und Vorarbeitenstelle Neuwerk des Strom- und Hafenbau Hamburg im Elbmündungsgebiet aufbaut. Für weitere Informationen darf auf die genannte Arbeit verwiesen werden.

*) W. SIEFERT: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Universität Braunschweig, Heft 40, 1974.

Messung des Sanddurchsatzes nahe dem Seegrund

Von Dieter Wenzel

Summary

The direct and continuous measurement of the littoral drift is an essential problem with investigations on erosion of sandy coasts, as for instance at the island of Sylt. The measuring conditions require equipment of very particular features.

Recent measurements have supplied informations about the conditions of sound propagation in sediment loaded water, leading to the conception of a sand discharge measuring device. It will consist in a combination of a current meter and a sand concentration meter.

A convenient equipment is actually being developed. It is to supply an idea about the magnitude of the instantaneous sand discharge, the approximate remaining sediment transport vector, the phases of maximum and minimum sediment load, and so on. Consequently it will help to obtain a reliable statement about erosion processes, indispensable information which is essential for successful coastal engineering.

1. Einleitung

Die Insel Sylt (Norddeutschland) verliert durch Erosion ständig Substanz von ihrer Westküste. Der aus Sand bestehende Strand ist der Brandung der offenen Nordsee ausgesetzt. Die Küste des Mittelteils weicht im Mittel um 1 m je Jahr zurück. An den Enden im Norden und Süden erreicht der mittlere Verlust sogar 4 m je Jahr.

Die Aufgabe des Küsteningenieurwesens in diesem Raum ist es, die Küstenlinie zu halten, um beträchtliche materielle Werte zu schützen (Abb. 1). Jedoch ist bislang noch keine wirksame Küstenschutzmethode gefunden worden. Die jüngste Maßnahme, eine Sandvorspülung in Westerland im Jahre 1972, wird zur Zeit noch untersucht (3).



Abb. 1. Blick auf Westerland (Blickrichtung Ost). (Freigegeben unter Nr. SH-473/14 durch den Min. f. Wirtsch. u. Verkehr des Landes Schleswig-Holstein)

Wie an anderen Orten sind auch hier die tatsächlichen Beziehungen zwischen Winddaten, Wellen-Charakteristiken, Brandungsströmungen, Tideströmungen und Küstenerosion noch nicht gut bekannt. Die Zusammenhänge zwischen hydrologischen Kräften und Ergebnissen der morphologischen Vorgänge müssen aufgedeckt werden. Dieses Ziel erfordert es, einerseits die Energiebilanz aufzustellen und andererseits den Gestaltungsvorgang selbst, d. h. den Sandtransport zu messen.

Eine Vorstellung von der Intensität der Sedimentbewegung an der Sylter Westküste geben die Auswirkungen von Stürmen: Die Verluste an Dünen und Steilufern können in 3 Stunden 6 m landwärts betragen, und die Höhe des Strandes kann sich in 6 Stunden um 2 m verändern.

2. Erfordernisse

Da Wetter und Seegang sich häufig und rasch ändern können, muß ständig die Möglichkeit zu messen gegeben sein, und zwar mit hoher zeitlicher Auflösung über Stunden und mit geringer zeitlicher Auflösung über Monate hinweg. Die Meßeinrichtung darf nicht durch Färbung und Trübung des Wassers, die veränderlich sind, beeinträchtigt werden. Außerdem ist es das Ziel dieser Untersuchung, nicht nur das aufgeschwemmte Sediment zu messen, sondern vor allem das Sediment, das grober ist als das normalerweise nach dem STOKESSchen Gesetz in Suspension befindliche, d. h. bis zu etwa 2 mm ϕ . Aus den erwähnten Gründen scheidet die Verwendung von Sandfallen oder Trübungs- (Absorptions-) Messern aus.

Die Meßbedingungen in diesem Gebiet sind wegen der geringen Wassertiefe (größte Tiefe 10 m), wegen des beweglichen Seegrundes (Sand) und wegen der beträchtlichen Wellenhöhen (größte gemessene Welle bei der Sturmflut im November 1973: 6,8 m) schwierig. Unterwassereinheiten lassen sich wegen der Wetterbedingungen nur während etwa sechs Wochen im Jahr (Juni und September) einbauen und inspizieren.

Eine Meßeinrichtung, die diesen Bedingungen entspricht, muß besondere Merkmale aufweisen wie:

- ständiger Einbau auf dem Meeresboden, jedoch ortsveränderlich, um den Meßort wechseln zu können
- durch Konstruktion ohne bewegte Teile hohe mechanische Widerstandsfähigkeit gegen starke Orbitalbewegungen

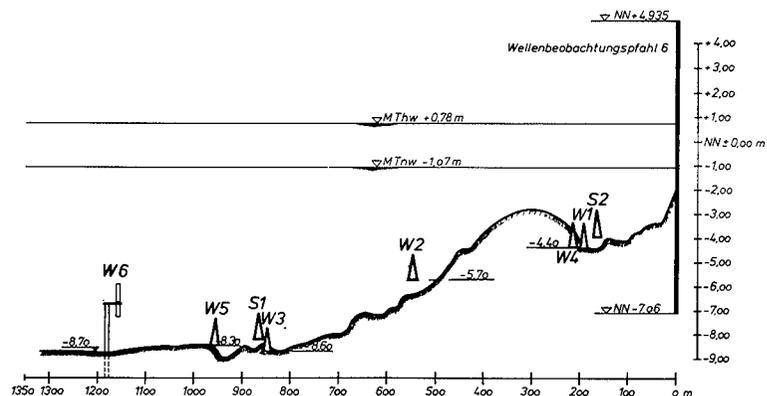


Abb. 2. Das Meßprofil bei Westerland, Blickrichtung Nord

- fortlaufender Betrieb und ständige Zuverlässigkeit während mindestens acht Monate
- Stromversorgung und Datenübertragung über eine Seekabelverbindung
- Datenübertragung, unabhängig von veränderlichen elektrischen Widerständen im Kabel und in Anschlüssen
- Anzeige und Aufzeichnung der Daten an Land

3. Eingesetzte Meßgeräte und Erfahrungen

Unter Beachtung der o. a. Forderungen wurden einige Meßgeräte eingebaut und betrieben (Abb. 2).

3.1. Strömungsmesser (S 1, S 2)

Angaben über Strömungsgeschwindigkeiten vor Sylt wurden bisher u. a. mit Hilfe von elektromagnetischen Strömungsmessern gewonnen: Das durch ein wechselndes Magnetfeld strömende Wasser erzeugt eine elektrische Induktionsspannung. Diese Strömungs-

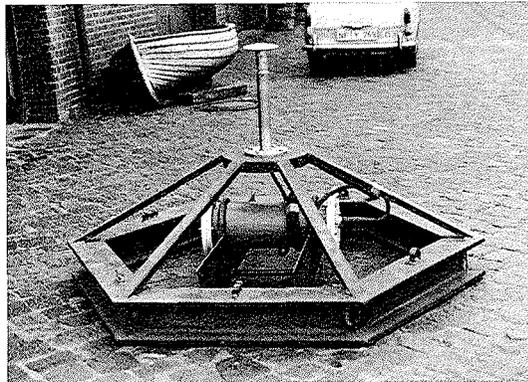


Abb. 3. Elektromagnetischer COMEX-Strömungsmesser, auf Grundgestell montiert

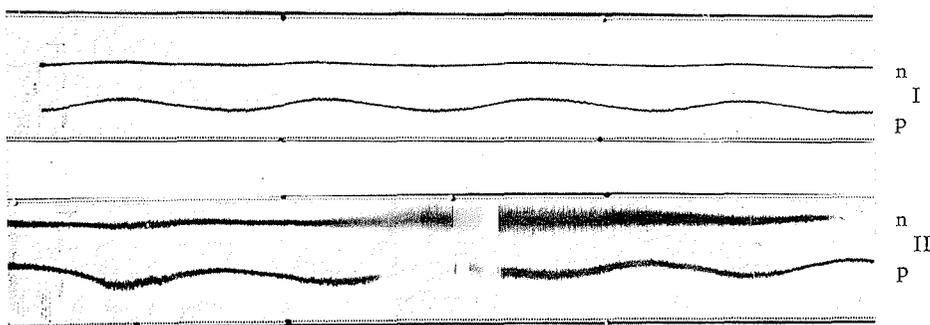


Abb. 4. Aufzeichnungen der Strömungsgeschwindigkeiten

- I: ruhiges Wetter, geringer Seegang
- II: Durchzug eines Windfeldes mit zunehmendem und abnehmendem Seegang
- n = küstennormale Komponente
- p = küstenparallele Komponente

messer gestatten sowohl die Messung von Orbitalströmungen mit einer Auflösung von 0,1 s als auch die Messung von Tideströmungen, jeweils auf zwei waagerechte Achsen projiziert. Der Abstand Meßkopf – Seegrund kann zwischen 0 und 1 m betragen, je nach der Höhenlage des Seegrundes (Abb. 3).

Die Meßergebnisse zeigen, daß die mittlere küstenparallele Komponente ihre Richtung im Rhythmus der Gezeiten wechselt und etwa 0,6 m/s erreicht (Abb. 4). Die mittlere küstennormale Komponente ändert sich sehr wenig und steigt bis 0,3 m/s an.

Sie werden von den durch die Wellen hervorgerufenen Orbitalbewegungen überlagert. Die Amplitude der Orbitalgeschwindigkeiten geht bis zu 2,9 m/s in einer Achse, je

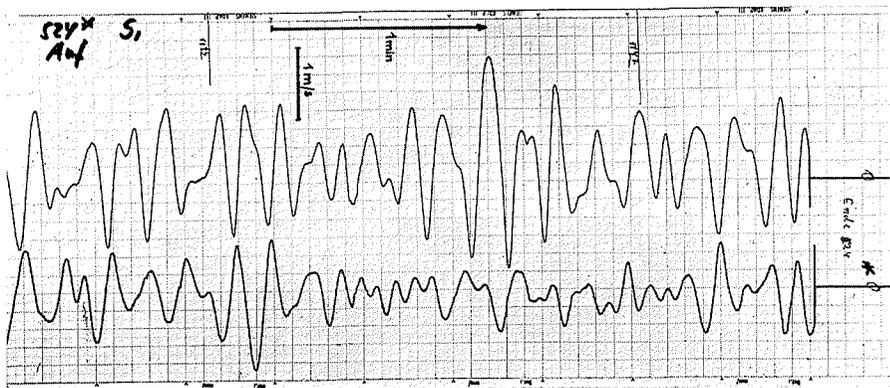


Abb. 5. Orbitalströmungen bei Sturm. Max. Wellenhöhe etwa 6 m

oben = küstennormale Komponente
unten = küstenparallele Komponente

nach Wellenhöhe und -richtung (Abb. 5). Damit läßt sich der beträchtliche Sedimenttransport in diesem Gebiet erklären: Die Orbitalbewegung bewirkt, daß der Sand emporgewirbelt wird. Dadurch wird es den Tide- und Brandungsströmungen möglich, Sedimentkörner von wesentlich größerem Durchmesser zu transportieren, als es der mittleren Geschwindigkeit entspricht (8).

3.2. Wellenmesser (W 1 – W 3, W 6)

Neuere Messungen mit Ultraschall-Wellenmessern haben die Stärke der Schallabsorption in sedimenthaltigem Wasser veranschaulicht. Diese Wellenmesser arbeiten genau wie umgekehrte Echolote, die auf dem Seegrund eingebaut sind. Sie senden Impulse mit einer Häufigkeit von 8 Impulsen/s und mit einer Schallfrequenz von etwa 100 kHz aus. Die ausgesandte Schallenergie liegt in der Größenordnung von 60 W. Der Abstand Meßkopf – Seegrund kann zwischen 0 und 1 m betragen, je nach der Höhenlage des Seegrundes. Er kann, da Mehrfachechos auftreten, von Land aus auf dem Oszilloskop geschätzt werden.

Es stellte sich heraus, daß zu Zeiten starken Seegangs kein Echo von der Seeoberfläche empfangen wurde. Auf dem Oszilloskop waren verschiedene Schichten von konzentrierten Zwischenreflektoren (Sandkörnern) zu beobachten. Sie zogen wie Wolken durch den

Schallstrahl, was gewöhnlich einige Minuten dauerte (Abb. 6). Bei sehr starkem Seegang war das Ausbleiben der Oberflächenechos sogar über Stunden festzustellen. Dieser Effekt ist stärker ausgeprägt an den Meßstationen in Strandnähe, wo die Brandungsenergie freigesetzt wird und sich in Erosion auswirkt.

Die Station W 6 ist mit einer Schallgeschwindigkeits-Meßeinrichtung ausgerüstet. Am Ausgang steht eine der Schallgeschwindigkeit proportionale Frequenz zur Verfügung. Die-

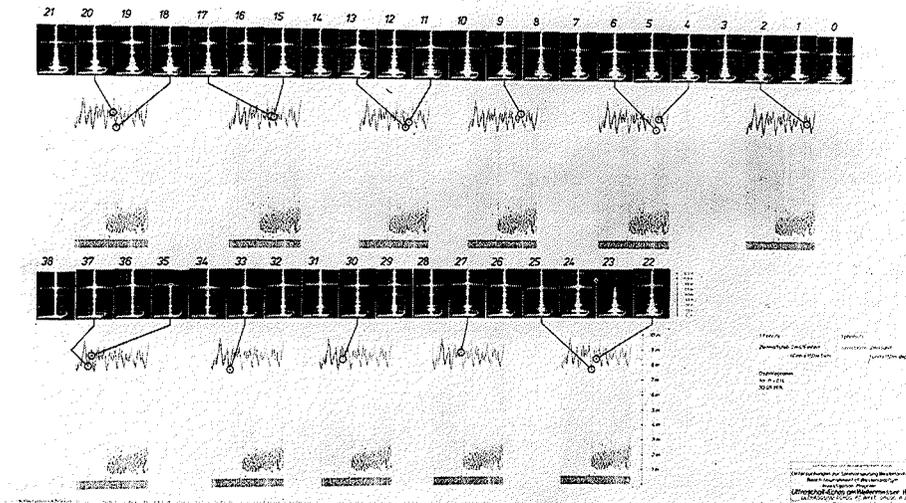


Abb. 6. Zuordnung von Wellenregistrierung und Serien-Oszillogrammen (Folge 1 Foto/s). Max. Wellenhöhe etwa 1,5 m. Von Foto Nr. 0 bis Nr. 24 Durchzug einer „Sandwolke“ (im unteren Teil der Wellenregistrierung zu erkennen)

se Maßeinrichtung ist bis jetzt nur einen Tag lang gelaufen, wird aber offenbar nützliche Daten liefern können. Die kurzzeitige Schwankung der Meßwerte beträgt nur 0,25 bis 0,35 m/s $\cong 1,8-2,5 \times 10^{-4}$, und dies scheint mit den Genauigkeitsgrenzen des Geräts selbst zusammenzuhängen.

4. Vorgesehene Durchführung

4.1. Meßgröße

Der Sanddurchsatz Q_{sed} ist definiert als das je Zeiteinheit durch einen gegebenen Meßquerschnitt A transportierte Sandvolumen. Der Sandgehalt (Sandkonzentration) L sei das Verhältnis zwischen einem bestimmten Volumen Sediment und dem Gesamtvolumen Wasser-Sand-Gemisch, in dem ersteres enthalten ist:

$$L = \frac{V_{\text{sed}}}{V_{\text{tot}}}; \quad 0 \leq L \leq 1$$

L ist eine veränderliche Größe, die fortlaufend als ein Mittelwert über den Meßquerschnitt zu messen ist: $L = f(t)$.

Die Durchflußmenge an Wasser-Sinkstoff-Gemisch kann durch Messen der Strö-

mungsgeschwindigkeit im gegebenen Meßquerschnitt ermittelt werden: $Q_{\text{tot}} = v \cdot A$. v ist die zweite veränderliche Größe, die fortlaufend zu messen ist: $v = f(t)$.

Demnach ergibt sich der Sanddurchsatz als

$$Q_{\text{sed}} = L \cdot Q_{\text{tot}} = L \cdot v \cdot A,$$

d. h. durch fortlaufende Multiplikation der Strömungsgeschwindigkeit mit der Sandkonzentration. Der Meßquerschnitt A ist eine Konstante und liegt durch die Konstruktion des Sensors fest. Er muß für jede Richtung von v die gleiche Größe haben.

Da der Hauptanteil des Sediments nahe dem Grund bewegt wird, muß der Meßquerschnitt hierher gelegt werden, und zwar so, daß sich der Durchschnitt aus einer bestimmten Schicht ergibt (4).

Der Parameter L kann mit Hilfe von drei akustischen Erscheinungen gemessen werden: Schallreflexion, Schallabsorption und Veränderlichkeit der Schallgeschwindigkeit in sedimenthaltigem Wasser. Die Anwendung der Schallreflexion scheint in der Eichung schwieriger zu sein als die der Schallabsorption. Bezüglich der Schallabsorption verweise ich auf 3.2., wo empirisch gezeigt wurde, daß eine deutliche Beziehung zwischen Sandgehalt und Absorption besteht. Es ist anzumerken, daß der Effekt, der hier als Absorption erscheint, hauptsächlich auf eine Streuung durch feine Partikel zurückzuführen ist.

Die Schallgeschwindigkeit im Meerwasser ergibt sich aus der klassischen LAPLACEschen Formel

$$c = \sqrt{\frac{\gamma}{\rho \cdot \kappa}},$$

die bedeutet, daß die Schallgeschwindigkeit von der Temperatur, vom Salzgehalt und vom Druck abhängt:

$$c = f(T, S, P) \quad (1) (5)$$

Unter diesen Parametern hat die Temperatur den größten Einfluß.

Eine angenäherte Berechnung ist möglich z. B. (1) durch:

$$c = 1445,5 + 4,62T - 0,0452T^2 + (1,32 - 0,007T) \times (S - 35)$$

mit c [m/s]
 T = Temperatur [°C]
 S = Salzgehalt [‰]

Diese Formeln berücksichtigen nicht das Vorhandensein von Sediment im Wasser. Hierfür geben URICK/BERGMANN (1) folgende Formel an:

$$c_0^2 = \frac{1}{[\rho_2\alpha + \rho_1(1-\alpha)] \cdot [\beta_2\alpha + \beta_1(1-\alpha)]}$$

mit: c_0 = Schallgeschwindigkeit in der Suspension
 ρ_1 = Dichte der reinen Flüssigkeit
 ρ_2 = Dichte des suspendierten Stoffes
 β_1 = Kompressibilität der reinen Flüssigkeit
 β_2 = Kompressibilität des suspendierten Stoffes
 α = Volumenanteil der suspendierten Teilchen in der Suspension
 c_1 = Schallgeschwindigkeit der reinen Flüssigkeit

Es läßt sich zeigen, daß $\frac{c_1}{c_0} = f(\alpha)$ eine parabelförmige Kurve darstellt (1). Das

bedeutet, daß die Schallgeschwindigkeit wohl vom Sedimentgehalt abhängt, daß aber in einem bestimmten Bereich jeder Wert der gemessenen Schallgeschwindigkeit zu zwei Werten des Sedimentgehalts gehören kann. Die Funktion ist in diesem Bereich zweideutig. Eine

Verbindung von Messungen der Schallgeschwindigkeit mit solchen der Schallabsorption wird deshalb nützlich sein.

4.2. Meßvorrichtung

Eine Einrichtung zur Messung der beiden Parameter Strömungsgeschwindigkeit v und Sandkonzentration L wird zur Zeit entwickelt. Das physikalische Prinzip für beide ist die Anwendung des Ultraschalls (Abb. 7, 8).

Der Strömungsmesser mißt den Geschwindigkeitsvektor, projiziert auf zwei rechtwinklig zueinander liegende horizontale Achsen, durch Vergleich der relativen Schall-

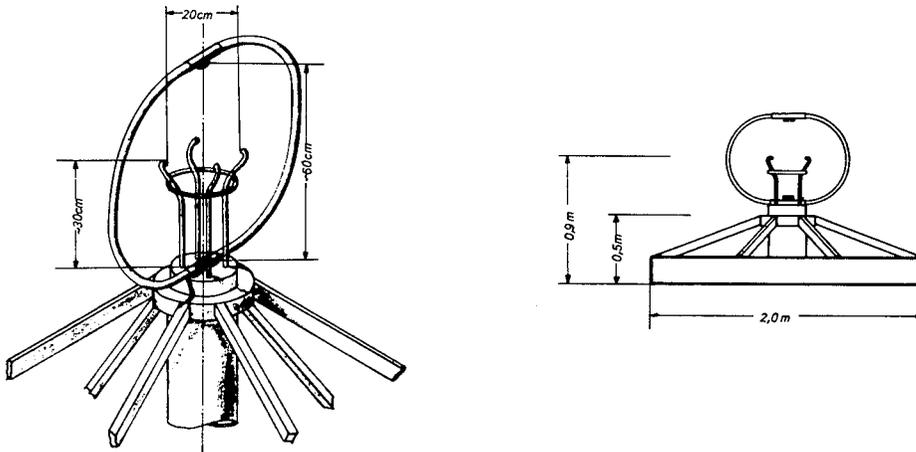


Abb. 7. Vorgesehene Konstruktion des Sanddurchsatz-Meßgerätes

geschwindigkeit mit der Strömung und gegen die Strömung. Eine Zusatzausrüstung zur Berechnung und Berücksichtigung der wahren Schallgeschwindigkeit gestattet es, die Genauigkeit der ermittelten Strömungsgeschwindigkeit zu erhöhen. Darüber hinaus wird die Ausgabe und Aufzeichnung der Schallgeschwindigkeit sehr nützlich sein, um Angaben über die Sandkonzentration zu erhalten. Eine geeignete Meßeinrichtung wird von einer französischen Firma hergestellt.

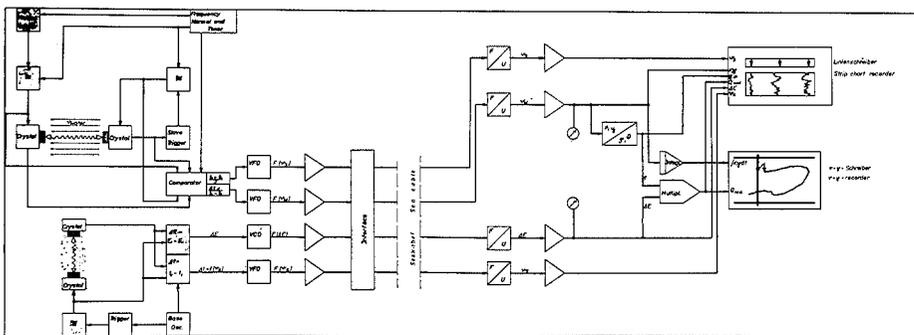


Abb. 8. Blockschaltbild des Sanddurchsatz-Meßgerätes

Der Strömungsmesser wird mit einem Sandkonzentrations-Meßgerät kombiniert werden. Die Sandkonzentration im Wasser wird durch Messung der Schallabsorption in einer senkrechten Achse ermittelt. Diese Anordnung bezweckt, Störungen der Strömungen in waagerechter Richtung möglichst gering zu halten und den Durchschnittswert aus einer bestimmten Schicht (Dicke 0,6 m) zu messen. Gleichzeitig soll auch dieses Gerät die Schallgeschwindigkeit berechnen und ausgeben.

Es kommt sehr darauf an, daß die Sandkonzentration genau am gleichen Punkt wie die Strömungsgeschwindigkeit gemessen wird. Die drei Meßachsen bilden deshalb ein rechtwinkliges, räumliches Achsenkreuz.

Die Landstation der Meßeinrichtung hat die Aufgabe, Größe und Richtung der Strömungsgeschwindigkeiten, die Sandkonzentration, den Sanddurchsatz zu berechnen und die Daten aufzuzeichnen, einschließlich der laufenden Registrierung der Schallgeschwindigkeit, um die Redundanz zu erhöhen.

5. Noch zu lösende Probleme

Die genaue Eichung des Sandkonzentrationsmessers birgt gewisse Schwierigkeiten, da sie im Maßstab 1 : 1 durchzuführen sein wird. Der Einfluß der Korngrößen muß bei der Eichung ermittelt werden. Die jeweiligen Wirkungen des Vorhandenseins von Sandkörnern und eingeschlossenen Luftblasen müssen untersucht werden, um sie unterscheiden zu können. Dies kann mit Hilfe der bestehenden Ultraschall-Wellenmesser erfolgen.

Etwas Erfahrung muß noch gesammelt werden, um für die Unterwassereinheit die beste mechanische Konstruktion zu schaffen, was günstige hydraulische Formgebung, ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen Beschädigung, geringstmögliche Beeinträchtigung durch Bewuchs usw. betrifft.

6. Zukünftige Untersuchungen

Das Sanddurchsatz-Meßgerät, das zur Zeit entwickelt wird, soll jederzeit und bei jeder Witterung (bezüglich Sturm und Seegang) laufende Daten liefern, besonders im Herbst und im Winter, den Jahreszeiten mit den schwersten Angriffen gegen die Küste. Das derzeitige Ziel ist es, e i n e betriebsbereite Meßeinrichtung zu erstellen, die Angaben über Richtung und Größe des Sedimenttransportes zu allen Tidephasen liefern kann.

Die Integration der x- und y-Komponenten der Strömungsvektoren über die Zeit (z. B. über ganze Tiden) und die Aufzeichnung mit einem x-y-Schreiber ergibt angenähert den Weg eines fiktiven Wasserteilchens (Abb. 9), unter der Annahme, daß ein gleichförmiges Geschwindigkeitsfeld den Meßpunkt umgibt. Der Vektor vom Anfang zum Ende einer solchen Registrierung über eine ganze Tide ist als der Reststrom anzusehen. Auf dieselbe Weise lassen sich die Sanddurchsatz-Vektoren aufzeichnen. Diese Registrierung wird dann eine Vorstellung über den angenäherten Sediment-Resttransport geben, eine für den Küstenschutz sehr wesentliche Information.

Eine andere nützliche Darstellung der Meßdaten wird darin bestehen, die Strömungsvektoren wie oben über die Zeit integriert aufzuzeichnen und ihnen direkt Punkt für Punkt die jeweilige Sandkonzentration zuzuordnen. Aus dieser Aufzeichnung wird es sich erkennen lassen, zu welchen Tidephasen der größte und der kleinste Sandgehalt auftritt. Sie wird voraussichtlich das Verständnis um den Mechanismus des Sedimenttransportes erleichtern können.

In der Vergangenheit sind Leitstoffmessungen mit radioaktiven und fluoreszenten Leitstoffen durchgeführt worden, um den Sedimenttransport zu untersuchen. Sie gestatten jedoch nur „statische“ Messungen des Sedimenttransports, da die Leitstoffverteilung zu festen Zeitpunkten mit ziemlich langen Zwischenräumen ermittelt wird. Die Vorgänge

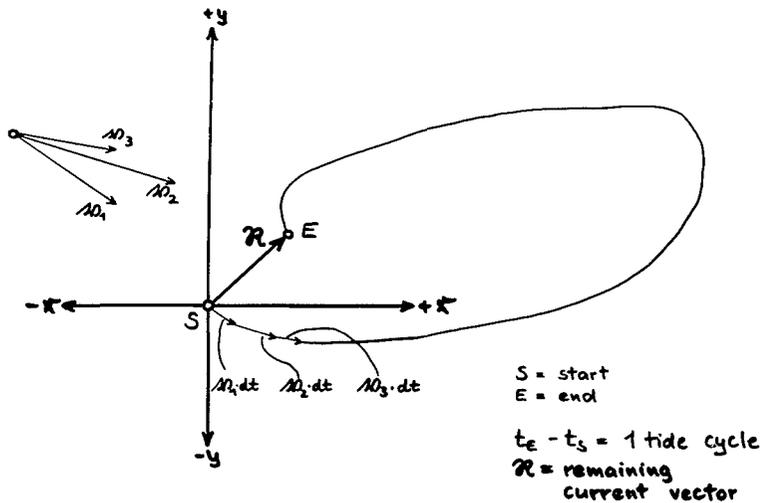


Abb. 9. Darstellung des Reststrom-Vektors $R - v_1, v_2, v_3 =$ Augenblickswerte der Strömungen

zwischen den Meßzeitpunkten werden nicht erfaßt. Um laufende Angaben über den Sedimenttransport zu bekommen, sind „dynamische“ Messungen, wie z. B. Sanddurchsatz-Messungen erforderlich. Zu diesem Zweck sollte es das Ziel sein, eine Reihe gleicher Stationen aufzubauen, die zuverlässige Aussagen über die Erosionsvorgänge machen, vor allem im Zusammenspiel mit Energiebilanz-Betrachtungen und Leitstoffmessungen.

7. Schlußbemerkungen

Erfolgreicher Küstenschutz an sandigen Küsten mit starker Brandung erfordert die Kenntnis des Erosionsvorganges. Ein Weg, über Untersuchungen diesem Problem beizukommen, ist die Messung des Sanddurchsatzes in situ, zu jeder Zeit, insbesondere bei schweren Sturmfluten. Eine Meßeinrichtung hierfür muß für schwierige Umweltbedingungen geeignet sein. Die Verwendung von Ultraschall-Geräten gestattet es, laufende Strömungsmessungen und laufende Messungen der Sandkonzentration im Wasser zu kombinieren. Das arithmetische Produkt aus beiden ergibt den Sanddurchsatz durch einen festen Meßquerschnitt, dargestellt als Vektor.

Der Einsatz von Ultraschall-Wellenmessern und ihr Betrieb zu Zeiten starken Seegangs haben gezeigt, daß diese Methode tatsächlich anwendbar ist. Der im Wasser enthaltene Sand verursacht eine veränderliche Schallabsorption. Ein erstes Sanddurchsatz-Meßgerät wird zur Zeit entwickelt. Das Hauptproblem besteht darin, den Sandkonzentrationsmesser genau zu eichen. Die Meßeinrichtung soll an der Westküste der Insel Sylt eingesetzt werden.

Die Untersuchungen, die zum Entwurf des Sanddurchsatz-Meßgerätes führten, gehören zum Untersuchungsprogramm zur Sandvorspülung Westerland/Sylt.

Dieses Programm sowie die Sandvorspülung selbst wurden vom Land Schleswig-Holstein, Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum (früher Marschenbauamt Husum), durchgeführt und von den Herren Ministern für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten der Bundesrepublik Deutschland und des Landes Schleswig-Holstein finanziert.

Schriftenverzeichnis

1. BERGMANN, L.: Der Ultraschall. 6. Aufl., Stuttgart, S. Hirzel Verlag, 1954.
2. DIETRICH, G. und KALLE, K.: Allgemeine Meereskunde. 2. Aufl., Berlin, Gebr. Borntraeger, 1965.
3. FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J. SCHWITTERS, J. und SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, Heide, 1972, Nr. 23, S. 1-62.
4. GLOVER, J. R., BHATTACHARYA, P. K. und KENNEDY, J. F.: An electrooptical system for measurement of mean and statistical properties of sediment suspensions. IIHR Report Nr. 120, Iowa City, 1969.
5. KROEBEL, W. und MAHRT, K.-H.: Direkte Präzisionsschallgeschwindigkeitsmessungen von Meteor-Fahrten und Diskussion der gefundenen Differenzen gegenüber den aus der Wilson-Formel aus Salzgehalt, Temperatur und Druck berechneten Werten. Berichtswerk Interocean '73, Düsseldorf, Band 2, Bericht IO 73-655, 1973.
6. WENZEL, D.: Ultraschall-Wellenschreibenanlage vor Sylt. Die Wasserwirtschaft, 64, (1974), H. 12.
7. WOOD, A. B.: A Textbook of Sound. 3. Aufl., London, G. Bell and Sons Ltd., 1955.
8. YALIN, S.: Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebepbewegung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 8, 1957.

Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schuttdünen-Strand-Profil

Von Heie Focken Erchinger

Summary

Barrier dunes are the natural protective structures against flooding of low-lying land during storm surges. Their strength and resistance are to be estimated in consideration of the total dune-beach-profile. For standardization of dune beach profiles three types are to be distinguished. For each of these types the necessary and the possible measures for stabilization of the barrier dunes, and also of inshore dune areas, are described.

Einführung

An sandigen Küsten bilden die Sanddünenketten bei Sturmfluten häufig das natürliche Schutzwerk gegen die Überflutung des niedrigen Geländes, der Dörfer oder Städte. Die Festigkeit und Widerstandsfähigkeit dieser Schuttdünen unmittelbar am Strand ist abhängig von der Breite und Höhe der Dünen und der Weite, Höhe und Lagebeständigkeit des Strandes. Da der Strand in vielen Fällen alternierenden Anlandungs- und Abtragungstendenzen infolge wechselnder Seegangs- und Strömungsverhältnisse unterliegt, sind Strand und Schuttdüne regelmäßig zu beobachten und zu vermessen. Tritt ein stärkerer Dünenabbruch ein, so ist er in Verbindung mit der Strandentwicklung zu sehen. Die Entwicklung ist durch Untersuchung des gesamten Schuttdünen-Strand-Profiles zu ergründen und hinsichtlich der künftigen Entwicklungstendenzen systematisch zu untersuchen.

Systematisierung der Schuttdünen-Strand-Profile

Zur Systematisierung und Erleichterung der Diskussion wird zwischen 3 Schuttdünen-Strand-Profilen unterschieden:

- Typ 1 mit Sandüberschuß und einem durch Sandablagerung hohen und breiten Strand,
- Typ 2 mit ausgeglichener Sandbilanz,
- Typ 3 mit Sandmangel und Stranderosion.

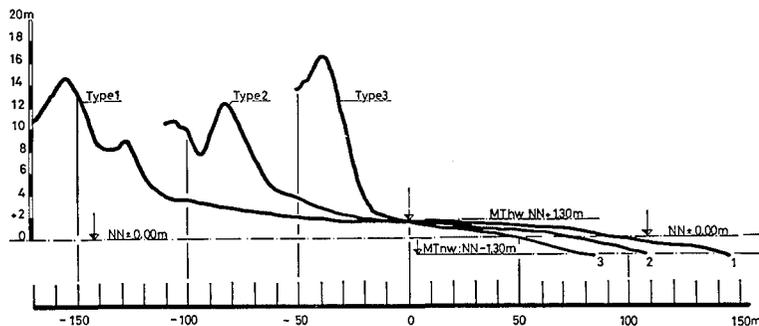


Abb. 1. Schuttdünen-Strand-Profile auf der Insel Spiekeroog

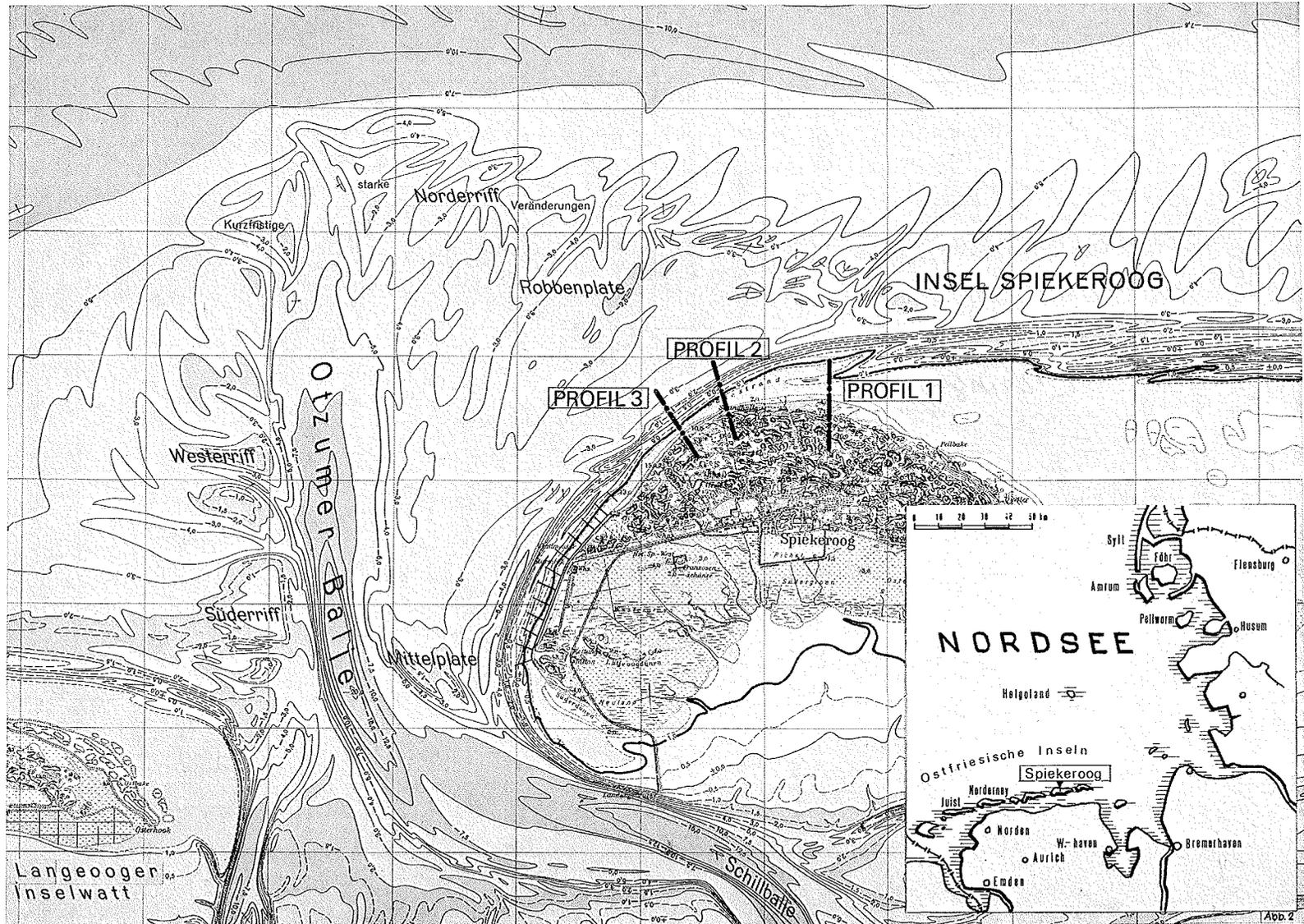


Abb. 2. Die Insel Spiekeroog mit Schutzdünen-Strand-Profilen

Als Beispiele für die verschiedenen Typen werden Schutzdünen-Strand-Profile der ostfriesischen Insel Spiekeroog gewählt (Abb. 1). In Sturmfluten herrscht hier als Hauptwindrichtung Nordwest vor.

Der Sandtransport geht überwiegend von West nach Ost. Die Riffe passieren das See-gat in einem nach Norden ausschwingenden Riffbogen. Der Anlandungspunkt der Riffe wechselt in gewissen Grenzen. Östlich des Anlandungspunktes herrscht in der Regel Sandüberschuß und westlich Sandmangel vor.

Daher findet sich Typ 1 östlich und Typ 3 westlich des Riff-Anlandungspunktes (Abb. 2).

Typ 1 bezeichnet einen hohen, breiten Strand mit Sandüberschuß. Die Schutzdünen wachsen durch aeolischen Sandtransport und -ablagerung.

Die neu aufwachsenden Dünen und die neuen Sandlagen werden durch natürlichen Bewuchs gefestigt.

Typ 2 weist eine ausgeglichene Sandbilanz und einen weniger breiten und hohen Strand als Typ 1 auf.

Typ 3 wird gekennzeichnet durch einen niedrigen, schmalen Strand mit einem Kliff an der im Abbruch liegenden Schutzdüne. Bei Sturmfluten kommt es zu beträchtlichem Dünenabbruch.

Folgende Angaben sind kennzeichnend für die 3 Schutzdünen-Strand-Typen mit einem mittleren Korndurchmesser von Düne und Strand von 0,2 mm:

	Typ 1	Typ 2	Typ 3
Strandneigung zwischen MThw und MThw — 1 m	1 : 90	1 : 60	1 : 40
Entfernung von der MThw-Linie zum Dünenfuß:	110 m	65 m	20 m
Neigung der Dünenböschung			
der natürlichen, bewachsenen Düne:	1 : 2		
des Kliffs auf der Abbruchstrecke:	1 : 1,3.		

Im November/Dezember 1973 traten 21 Sturmfluten auf, davon 5 schwere an unserer Küste.

Diese Sturmfluten führten besonders beim Typ 3 zu beträchtlichem Dünenabbruch und entsprechender Aufhöhung des Strandes.

Beim Typ 1 war nur eine geringe Veränderung festzustellen (Abb. 3). Beim Typ 2

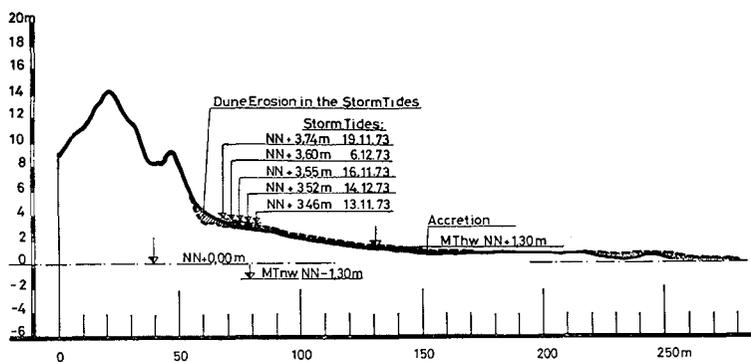


Abb. 3. Typ 1 mit geringer Erosion und Auflandung

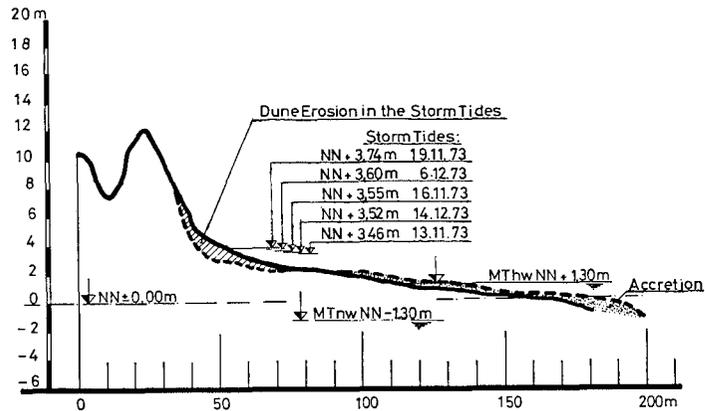


Abb. 4. Typ 2 mit mittlerer Erosion und Auflandung

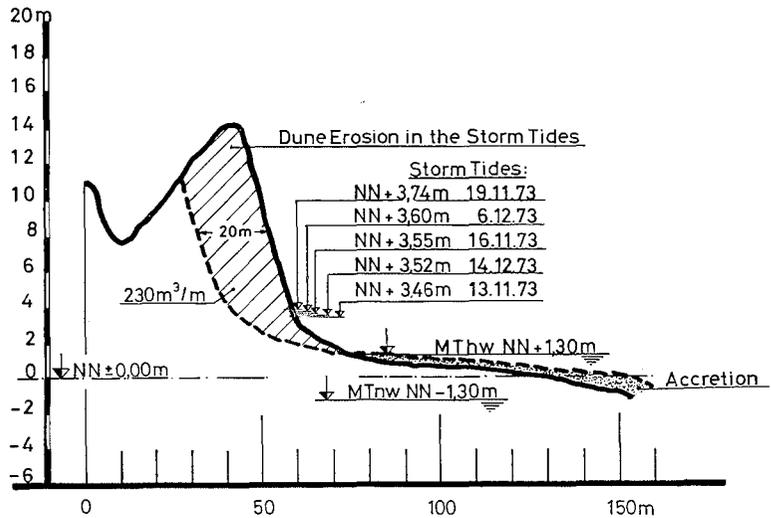


Abb. 5. Typ 3 mit beträchtlicher Erosion und Auflandung

war eine deutliche Brandungskehle ausgeräumt, die inzwischen durch aeolische Ablagerung wieder aufgefüllt worden ist (Abb. 4). Beim Typ 3 war der größte Teil der Randdüne in 20 m Breite und mit einem Verlust von etwa $230 \text{ m}^3/\text{lfdm}$ abgebrochen. Aber ein großer Teil des Sandes blieb dem Strand erhalten, der beträchtlich aufgehöhht wurde (Abb. 5).

Sicherung der Schutzdünen

Die Suche nach geeigneten Maßnahmen zur Sicherung der Schutzdüne zur Erhaltung ihrer Schutzwirkung ist wichtig, da feste, natürliche Sanddünen auf geeigneten Strandstrecken einen ebenso wirkungsvollen und vor allem billigeren Schutz bieten als Deckwerke und Strandmauern. Brauchbare Sicherungsmaßnahmen sind für jede der 3 Schutzdünen-Strand-Typen verschieden und auf diese abzustimmen.

Typ 1: Die Randdüne hinter dem hohen, breiten Strand wächst durch aeolische Sandablagerung.

Neu gebildete Dünen und neue Sandlagen werden gesichert durch natürlichen Bewuchs, überwiegend durch zwei Dünengräser: Strandquecke (*Agropyron junceum*) am Dünenfuß und auf niedrigen Dünenteilen und Strandhafer (Helm) (*Ammophila arenaria*) auf der Böschung und auf höheren Dünenpartien.

Dieser Bewuchs entwickelt sich natürlich und Sicherungsmaßnahmen sind in der Regel nicht notwendig. Gegebenenfalls mag es sich als günstig erweisen, auf niedrigeren Dünenabschnitten die Sandablagerung durch Sandfangzäune und Strandhaferbepflanzung zu fördern, um ununterbrochene, gleichmäßig hohe und starke Randdünenketten zu erhalten.

Typ 2 weist einen weniger hohen und breiten Strand als Typ 1 auf. In Sturmfluten entsteht in der Regel eine Brandungskehle mit mäßigem Abbruch im unteren Dünenbereich. Um diese Kehle bald wieder mit Sand aufzufüllen und einen flachen Dünenfuß zu bilden, werden Sandfangzäune aus Busch oder Kunststoffgeräten auf dem Strand am Dünenfuß aufgestellt.

Früher wurden Sandfangzäune überwiegend aus Naturprodukten, wie Busch oder Schilfrohrmatten, gefertigt. Heute werden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und größeren Haltbarkeit Kunststoffprodukte bevorzugt.

Polyäthylenfolien oder -tafeln mit 2 mm Stärke und Langlöchern 2×8 cm sind bei grobkörnigem Sand gebräuchlich. Die Tafeln werden an Holzpfählen oder Rundstahlenden befestigt. Die Löcher bedecken 28 % der Oberfläche (Abb. 6). Bei feinem Dünensand mit 0,2 mm mittl. Korndurchmesser hat sich das Polyester-Gewebe Trevira bewährt (Abb. 7). Es wird an Holzpfählen befestigt. Dieses dünnfädige Gewebe hat einen Öffnungsanteil von etwa 70 % der Oberfläche. Die Höhe dieser Kunststoff-Sandfangzäune liegt zwischen 0,60 und 1,20 m, sie sind billiger als Buschzäune und haben eine wesentlich längere Lebensdauer, da sie nahezu unvergänglich sind.

Die Sandfangzäune werden parallel zum Dünenfuß gestellt, und zwar in einer oder mehreren Reihen mit Querenden oder Querzäunen dazwischen. Sie sind in Abhängigkeit zur Lage und Windrichtung so zu stellen, daß die zur Ablagerung kommende Vordüne sich mit gleichmäßigem Übergang an die vorhandene Düne anlehnt (Abb. 8).

Nachdem der Sand sich abgelagert hat, wird er durch Bepflanzung und daraus sich entwickelnden Bewuchs gegen Winderosion gesichert.

Als geeignete Pflanze bietet sich Strandhafer (*Ammophila arenaria*) an, eine ausdauernde Pflanze mit einem ausgedehnten, tiefreichenden Wurzelsystem. Strandhafer wächst schnell an, sichert die Oberfläche und gedeiht gut bei weiterer Sandzufuhr. Ein üppiger Bewuchs stellt sich bei ständig neuer Sandablagerung ein, da die Pflanzen ihre Nährsubstanz aus dem Sand ziehen. Eine völlige Bedeckung sollte allerdings verhindert werden.

Strandhafer wird in Reihen mit 30 cm Abstand und einem Pflanzenabstand in der Reihe von ebenfalls 30 cm gepflanzt. Im Frühjahr, Herbst und Winter sind in der hiesigen Klimazone Anwuchsschwierigkeiten nicht zu befürchten.

Typ 3 mit dem niedrigen, schmalen Strand und dem Kliff der abbrechenden Randdüne weist in Sturmfluten einen erheblichen Dünenabbruch auf (Abb. 9). Auf dem niedrigen Strand besteht keine Aussicht auf Bildung künstlicher Vordünen. Der Bau von Sandfangzäunen und das Pflanzen von Strandhafer verspricht allenfalls einen gewissen Erfolg, wenn der Strand durch den Abbruch der Randdüne in einer Sturmflut erheblich aufgehöhht wurde oder Sandwehen aus benachbarten höheren Strandabschnitten zu erwarten ist. Das Pflanzen von Strandhafer auf den steilen Böschungen der abbrechenden Düne sollte unter-

Abb. 6
Sandfangzaun aus Polyäthylen

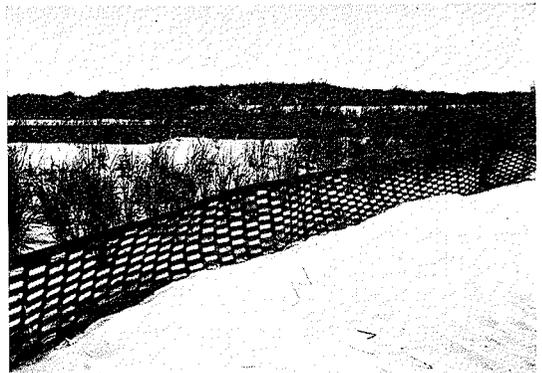


Abb. 7
Sandfangzaun aus Polyester-Gewebe
„Trevira“

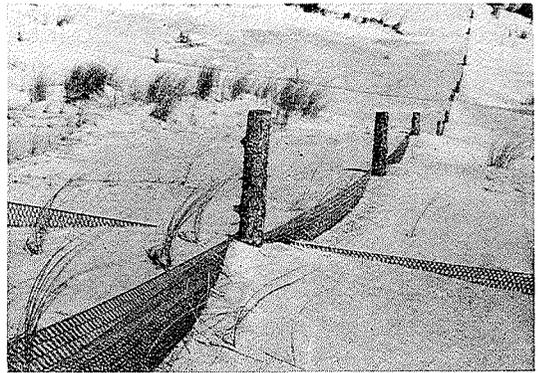


Abb. 8
Sandfangzäune am Schutzdünenfuß



Abb. 9
Kliff der Schutzdüne Typ 3



bleiben, denn es bringt keine Festigung der Düne gegen Sturmfluten mit sich. Die einzig mögliche Maßnahme besteht in einem Abflachen der steilen Dünenböschung, damit die aeolische Rückverlagerung der Düne ermöglicht und der umgelagerte Sand vor einem Verlust durch den küstenparallelen Transport bewahrt wird (Abb. 10). Auf Spiekeroog wurde eine aeolische Rückverlagerung über das 12 m hohe Kliff bei einer Böschungsneigung von 1 : 1,9 im unteren, bis 1 : 1,4 im oberen Böschungsbereich beobachtet.

Eine andere Möglichkeit der Rückverlagerung ist auf der Insel Texel in den Niederlanden erprobt. Hier wurde die im Abbruch liegende Randdüne mit Planiererraupen zurückgeschoben.

Sofern die weitere Strandentwicklung und der Sandtransport bei einer im Abbruch liegenden Schutzdüne des Typs 3 ungünstig bleiben und bei weiterem Abbruch Siedlungen

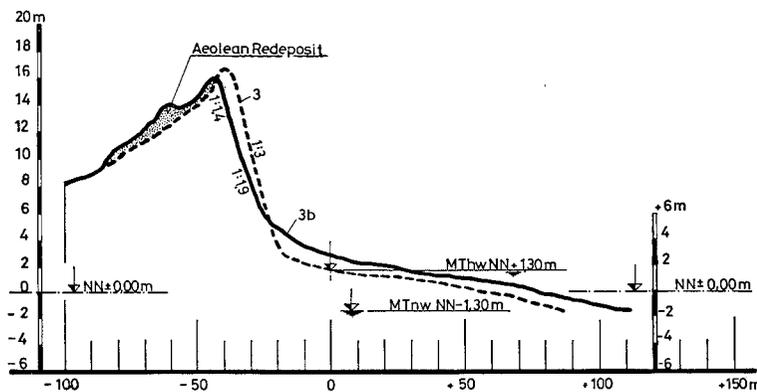


Abb. 10. Schutzdünen-Strand-Profil Typ 3 mit aeolischer Rückverlagerung Böschungsneigung oben 1 : 1,3 (gestrichelte Kurve)

und Gebäude zerstört zu werden drohen, müssen Schutzbauwerke wie Deckwerke, Strandmauern und Bühnen errichtet bzw. andere Schutzmaßnahmen eingeleitet werden. Ist ein breites strandnahes Dünengebiet von jeglicher Bebauung freigehalten, so kann der Dünenabbruch eine Zeitlang hingenommen werden, ohne daß Schutzmaßnahmen zu ergreifen sind. An Küsten mit alternierenden Abbruchs- und Anlandungsphasen ist es bei entsprechenden bebauungsfreien Zonen häufig möglich, sich dem dynamischen Geschehen anzupassen und Abbruchsphasen ohne Schutzmaßnahmen zu überstehen. Sollten aber Schutzmaßnahmen unvermeidbar sein, so sollten massive Bauwerke nur zur Ausführung kommen, wenn sich keine andere Schutzmöglichkeit bietet; denn derartige Eingriffe in die natürliche Strandentwicklung können unerwünschte Begleiterscheinungen wie Lee-Erosion und Wellenreflexion und deren Folgen auslösen.

Daher sind naturähnliche Schutzmaßnahmen wie Strandaufspülungen den massiven Bauwerken in der Regel vorzuziehen.

Sicherung der Binnen-Dünen

Nicht nur der äußere Dünenhang der Randdüne, sondern auch das rückwärtige Dünengebiet ist gegen Winderosion zu festigen. Es gibt Fälle, in denen das Dünengebiet unmittelbar hinter der schmalen Randdüne bis auf den Grundwasserspiegel ausgeblasen ist.

Die Schutzdüne ist infolgedessen nur schwach und deshalb stark gefährdet. Um sie durch Sandfang zu verstärken und weitere Erosion zu verhindern, sind Dünensicherungsarbeiten einzuleiten.

Sandfangzäune werden als Quadratwerk mit je 25 m Seitenlänge auf den kahlen Dünenflächen aufgestellt. Danach wird Strandhafer netzartig in Streifen oder flächenhaft gepflanzt (Abb. 11).

Sandfangzäune und Strandhaferpflanzungen schaffen eine Oberflächenrauigkeit, die die Windbewegung ablenkt und hemmt, so daß die Erosion aufhört und Sandablagerung



Abb. 11. Sicherung der Binnendünen. Trevira-Zäune als Quadratwerk, darin links Strandhafer netzartig, rechts an der Böschung Strandhafer flächenhaft gepflanzt

ermöglicht wird. Diese Beruhigung der Oberfläche führt dazu, daß typische standortgerechte Dünenpflanzen Fuß fassen können und die Dünen durch sich allmählich entwickelnden Bewuchs festigen.

Z u s a m m e n f a s s u n g

Schutzdünen bilden die natürlichen Schutzwerke gegen die Überflutung niedrig gelegenen Hinterlandes bei Sturmfluten. Ihr Schutzwert ist abhängig vom gesamten Schutzdünen-Strand-Profil. Zur Systematisierung werden 3 Typen von Schutzdünen-Strand-Profilen unterschieden und erläutert. Für jeden Typ werden die notwendigen und die möglichen Maßnahmen zur Festigung und Sicherung der Schutzdünen sowie der Binnendünen beschrieben.

S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

1. DIEREN, J. W. VAN: Organogene Dünenbildung, Den Haag 1934.
2. ERCHINGER, H. F.: Die Erhaltung der Dünen zum Schutze der Inseln in Ostfriesland, Bauwirtschaftliche Informationen Nr. 11, Neumünster, 1970.
3. ERCHINGER, H. F.: Dünenschutzmaßnahmen und Versuche zur Dünenbegrünung auf Norderney, Deutscher Rat für Landespflege, Heft 14/1970.

4. ERCHINGER, H. F.: Kunststoffe im Dünenbau, Wasser und Boden, Heft 11/1972.
5. ERCHINGER, H. F.: Protection of Sandy Coasts in Dependence of the Dune-Beach-Type. Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering 1974, Vol. II.
6. FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne built by Sand, 14th Intern. Conference on Coastal Engineering, Copenhagen, 1974, Vol. II.
7. KRAMER, J.: Künstliche Wiederherstellung von Stränden unter besonderer Berücksichtigung der Strandaufspülung Norderney 1951/52. Bd. 9. Jahresbericht der Forschungsstelle Norderney 1957.
8. KRAMER, J., FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbühne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste 23/1972.
9. LUCK, G.: Bericht über die zweite Strandaufspülung am Weststrand von Norderney. Bd. 20. Jahresbericht der Forschungsstelle Norderney 1968.
10. LÜDERS, K., FÜHRBÖTER, A. u. RODLOFF, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste 23/1972.
11. LUX, H.: Die biologischen Grundlagen der Strandhaferpflanzung und Silbergrasansaat im Dünenbau. In: Angewandte Pflanzensoziologie (Stolzenau/Weser), H. 20/1964.
12. LUX, H.: Planmäßige Festlegung der schadhafte Binnendünen auf den nordfriesischen Inseln Sylt und Amrum. Natur und Landschaft, H. 6/1969.
13. WITTE, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, H. 19/1970.
14. ZITSCHER, Fr. F.: Kunststoffe für den Wasserbau. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1971.

Zur Dynamik und Morphologie der hohen Sandbänke im Wattenmeer zwischen Jade und Eider

Von Harald Göhren

Summary

Extended sand banks ranging up to some hundred acres with a crest height in the MHW-level are typical features of the outer tidal flats of the south-eastern North Sea coast.

Primary forms develop in the surf zone at the sea-side tidal flat border. They are formed like bars and migrate towards the coast with a surprisingly high velocity, up to 150 m/year.

The movement is caused by strong erosion on the seaward slope – which is shaped beach-like – and deposition at the steeper land-side (lee-side) slope.

It was found that surf action at the bar is linked with strong unidirectional currents across the crest up to 100 cm/s. The currents are most likely generated by wave set-up in front of the bank and by wind-drift water motion.

The migration velocity of the sand banks decreases with increasing distance from the tidal flat border. This effect seems to be most important when generation of new banks continues. It leads to "overtaking" and "interaction" of the single structures, thiswise growing together and building up the large sand banks as described above, and gives an explanation of the development of large offshore sand banks and dune islands on tidal flats.

Inhalt

1. Einleitung	28
2. Die hohen Sandbänke zwischen Jade und Eider	29
2.1. Lage und morphologische Struktur	29
2.2. Küstenmorphologische Entwicklung nach den historischen Quellen	31
2.3. Probleme der Entstehung und dynamischen Beeinflussung	34
3. Einige Beobachtungsergebnisse aus dem Gebiet von Scharhörn	35
3.1. Entwicklung der hohen Sandbank von Scharhörn seit Mitte des 19. Jahrhunderts	35
3.2. Entstehung und Verlagerung neuer Brandungsbänke im Außenwatt	37
3.3. Hydrodynamische Einflüsse und Sandtransport	39
4. Zusammenfassende Betrachtung und Schlußfolgerungen	49
5. Schriftenverzeichnis	49

1. Einleitung

Die deutsche Nordseeküste mit ihren vorgelagerten ausgedehnten Wattgebieten läßt sich in drei Abschnitte unterschiedlicher Struktur gliedern. Zwischen Ems und Jade ist der Wattengürtel relativ schmal, sehr gleichförmig gestaltet und auf der Seeseite durch die Kette der ostfriesischen Düneninseln abgeschlossen. Zwischen Jade und Eider ist das Watt wesentlich breiter, durch die Tideflüsse und große küstennormale Wattströme zerteilt und seeseitig durch eine Reihe hochliegender Sandbänke mit sporadischer Dünenbildung besetzt. Das nordfriesische Wattenmeer schließlich, ebenfalls breiter als das ostfriesische, erhält seine besondere Prägung durch die großen Marscheninseln und die kleineren Halligen, beide Relikte großer Landverluste vergangener Jahrhunderte.

Die Inseln dieses Küstenraumes sind bevorzugte Objekte der geologisch-küstenmorphologischen Forschung; zum einen, weil die meisten besiedelt sind und dieser Siedlungsraum seit jeher durch die ständigen Angriffe der Nordsee gefährdet war. Die vielfachen in diesem Zusammenhang entstandenen Aufzeichnungen und Kulturspuren stellen wertvolle Quellen für die Wissenschaft dar. Zum anderen hat man bereits früh die Bedeutung der Inseln für den Schutz des dahinterliegenden Festlandes erkannt und auch aus diesem Grunde ihre Entwicklung und ihre hydrodynamische Beeinflussung studiert.

Die am äußeren Wattrand liegenden hohen Sandbänke zwischen Jade und Eider nehmen in diesem Rahmen eine Sonderstellung ein. Sie sind – mit Ausnahme von Trischen – niemals besiedelt gewesen und können z. T. auch nur insofern als Inseln bezeichnet werden, als größere, zusammenhängende Flächen um wenige Zentimeter oder Dezimeter über das MThw hinausragen. Gerade deswegen aber und weil sich ihre Entwicklung bisher noch fast ohne menschliche Eingriffe vollzogen hat, sind sie interessante Objekte zum Studium der Naturkräfte, welche unsere Nordseeküsten gestalten.

Auf der Grundlage von Meßergebnissen und Beobachtungen im Gebiet von Scharhörn, die im Rahmen eines seit 1963 laufenden Forschungsprogramms der Freien und Hansestadt Hamburg in der Elbemündung entstanden sind (LAUCHT, 1968), soll mit der vorliegenden Arbeit ein weiterer Beitrag zu diesem Thema geliefert werden. Verfasser hat darüber auf der 14. Konferenz für „Coastal Engineering“ in Kopenhagen, 1974, berichtet. Der vorliegende Aufsatz geht jedoch über diesen Beitrag hinaus, weil er Zusammenhänge der historischen und geologischen Entwicklung aufgreift, welche im Rahmen einer internationalen Konferenz nicht angebracht waren.

2. Die hohen Sandbänke zwischen Jade und Eider

2.1. Lage und morphologische Struktur

Abbildung 1 enthält einen Übersichtsplan der inneren Deutschen Bucht, in dem zwischen Jade und Eider alle Erhebungen oberhalb MThw besonders herausgehoben sind. Es sind dies von Süden nach Norden: Alte Mellum, Knechtsand, Scharhörn, Neuwerk, Trischen, Tertiussand, Blauortsand.

Mit Ausnahme von Neuwerk, der alten Marscheninsel, und Tertiussand weisen alle diese Sandbänke eine ähnliche Lage und Form auf. Sie liegen jeweils etwa am Kopf der großen zusammenhängenden Wattgebiete, welche durch tiefe, küstennormale Stromrinnen voneinander getrennt sind. Die Form ist bohnenförmig, wobei die konvex gekrümmte Flanke der See zugewendet ist. Die in Abbildung 2 zusammengestellten Luftbild-Senkrechttaufnahmen lassen bereits unmittelbar erkennen, daß diese Strukturen durch gleichartige hydrodynamische Prozesse beeinflußt werden.

Die vier Platen, *Mellum*, *Knechtsand*, *Scharhörn* und *Trischen*, sind auch nach der Flächengröße etwa vergleichbar. Sie liegt zwischen 300 und 800 ha (berechnet innerhalb der MThw-Linie). Gemeinsam ist ferner ihre Höhenlage – nur einige Dezimeter über MThw – und die Sedimentstruktur. Die mittlere Korngröße liegt deutlich über der des umliegenden Watts.

Infolge der Höhenlage und des gröberen Sedimentes tritt Sandflug auf, der zu sporadischer Dünenbildung führt. Bei Trischen und Mellum ist es außerdem im Schutz der Dünen zur Grünlandbildung auf schlickigen Ablagerungen gekommen. Wegen der Flugsanderscheinungen und der zeitweilig geringen Lagerungsdichte der Sedimente auf den

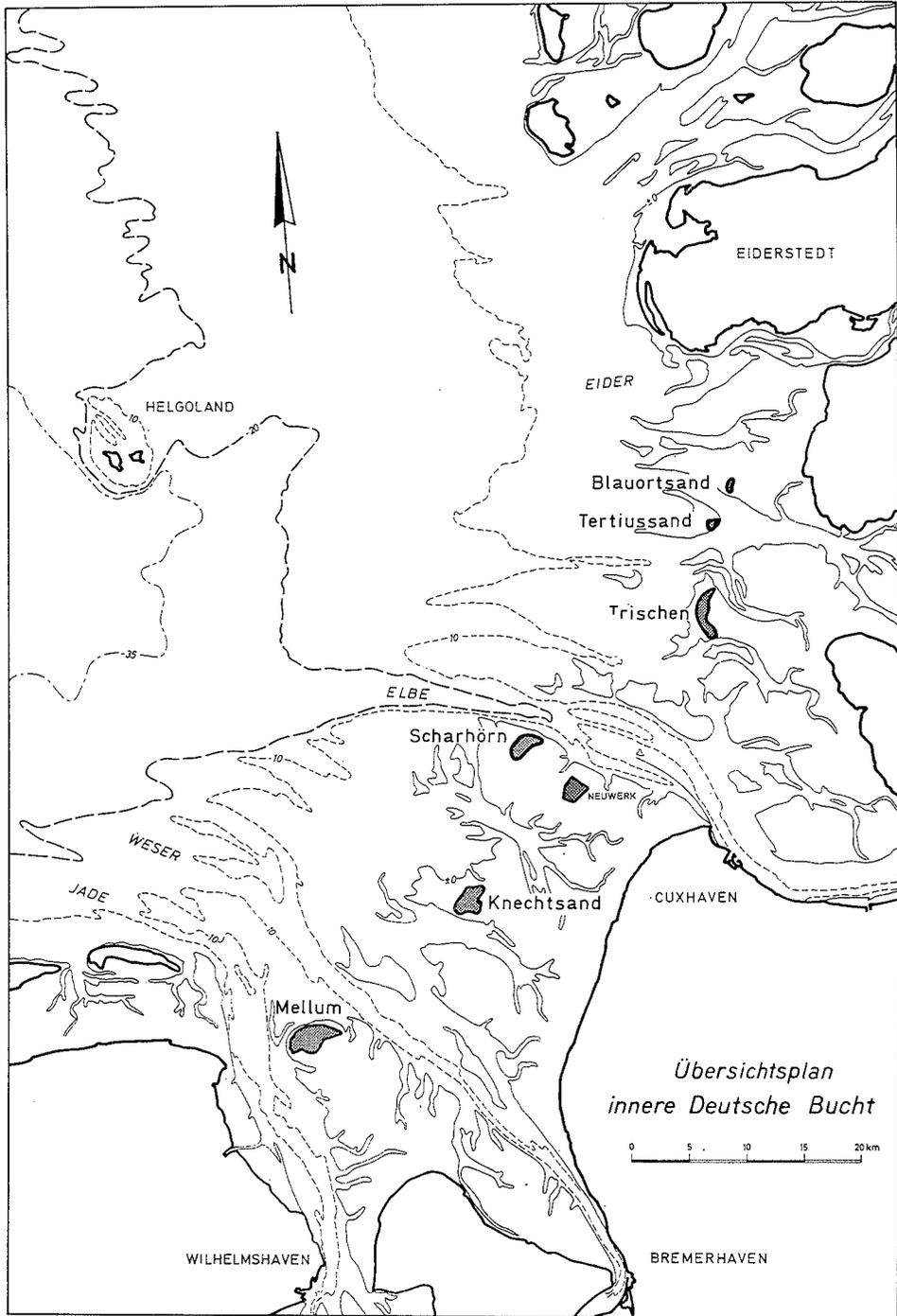


Abb. 1

Rücken der Bänke werden sie in der Literatur häufig als „Flugsandplatten“ oder „Schwemmsandplatten“ bezeichnet (WRAGE, 1930, und WOHLBERG, 1950).

2.2. Küstenmorphologische Entwicklung nach den historischen Quellen

Die Frage nach der geologischen Entstehung und Einordnung der hier untersuchten hohen Sandbänke soll nicht aufgegriffen werden. Eindeutig fest steht, daß es sich bei allen genannten um alluviale Bildungen handelt, daß diese Aufragungen in dem umgebenden niedrigeren Wattniveau also nicht etwa an ältere geologische Kerne gebunden sind. Im übrigen bestehen aber in geologischen Fachkreisen noch keine einheitlichen Auffassungen über den genauen Ablauf der Wattentwicklung vor unserer Nordseeküste und damit über Zeit und Bildungsmechanismen bei der Entstehung der inselartigen Sandbänke. LINKE (1969, S. 4 bis 19) gibt einen Überblick über die hier vorhandenen und teils divergierenden Lehrmeinungen.

Die historischen Quellen – alte Seekarten, Segelanweisungen sowie sonstige Archivalien – liefern bereits eine Fülle von Material zum Studium der morphologischen Prozesse, d. h. der Veränderung und Verlagerung der Sandbänke; vereinzelt finden sich auch Hinweise zeitgenössischer Beobachter über ihre Entstehung. Das bisher erschlossene Material ist von verschiedenen Autoren in dieser Richtung ausgewertet worden (u. a. HOMEIER, 1969; KRAMER, 1961; LANG, 1970 und 1975; SCHÄFER, 1941; WETZEL, 1924; WIELAND, 1972; WOHLBERG 1950). Als wichtigstes Ergebnis stellt sich zunächst heraus, daß hochliegende Sände in den Randwattpositionen, die den derzeitigen in etwa entsprechen, schon

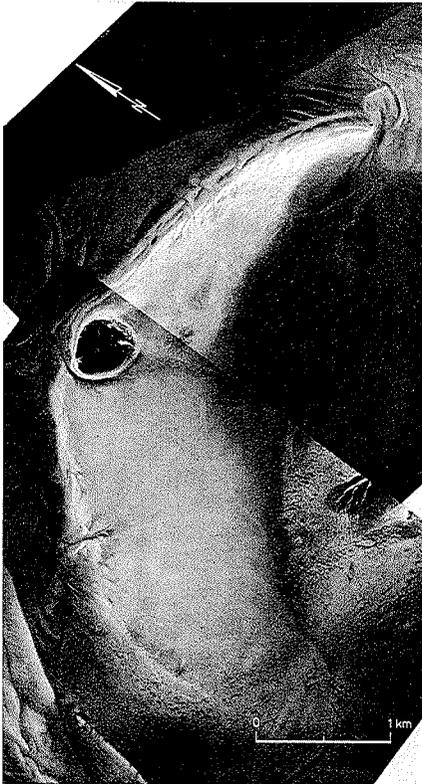
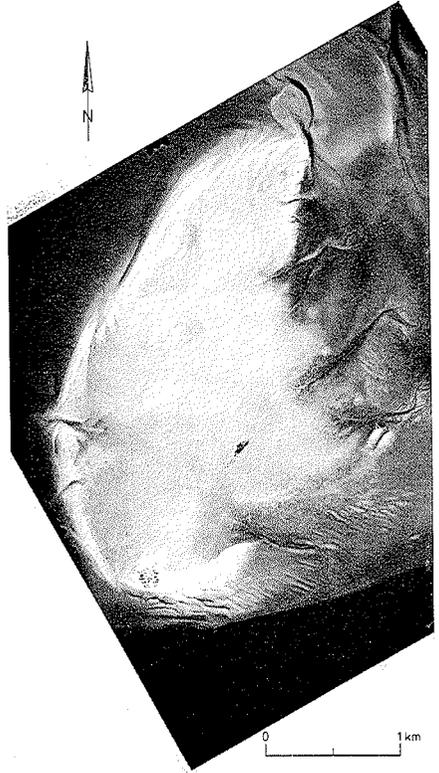
Tabelle 1

Die hohen Sandbänke in den Außenwattgebieten zwischen Jade und Eider – ihre erste Erwähnung in den historischen Quellen

	Erstmals genannt	Erstmals auf einer Karte dargestellt
Mellum	1410, „Uppe de Mellem“	1589, DAVID FABRICIUS, Karte von Ostfriesland
Eversand	1685 „Eversandt“	1768, TROCK, Seekarte „Helgol., Elbe, Weser“
Knechtsand	1683	1684, Anonym (Skizze, s. LANG, 1970, Taf. XXVI)
Meithörn	1575 (evtl. Vorläufer des Knechtsandes)	1685, Anonym (Skizze, s. LANG, 1970, Taf. XXVII)
Scharhörn	1299	1586, LORICH, Elbkarte
Trischen	1610	1721, ZIMMERMANN u. HASENBANK, Elbkarte
Blauortsand	1551	1585, HAYEN, Amsteldamsche Zeekarten

in Karten des 17. und 18. Jahrhunderts dargestellt oder angedeutet sind und bereits noch früher urkundlich erwähnt wurden. Tabelle 1, deren Daten von Dr. A. LANG freundlicherweise zur Verfügung gestellt wurden, gibt hierzu eine kurze Übersicht.

Soweit sich bei der Auswertung dieser historischen Quellen im übrigen Lücken ergeben haben – sei es, daß einige Inseln erst später genannt wurden als andere, sei es, daß sie nach ersten Erwähnungen oder Darstellungen über längere Zeit nicht mehr auftauchten –, lassen sich daraus jedoch noch keine gesicherten Schlüsse über Entstehung oder zwischenzeitliche Zerstörungen ziehen. Die abgelegenen und von Menschen kaum zu nutzenden Sandbänke dürften in den früheren Jahrhunderten nur wenig Beachtung gefunden haben, es sei denn als Gefahrenpunkte für die Schifffahrt oder im Zusammenhang mit Strandungen.



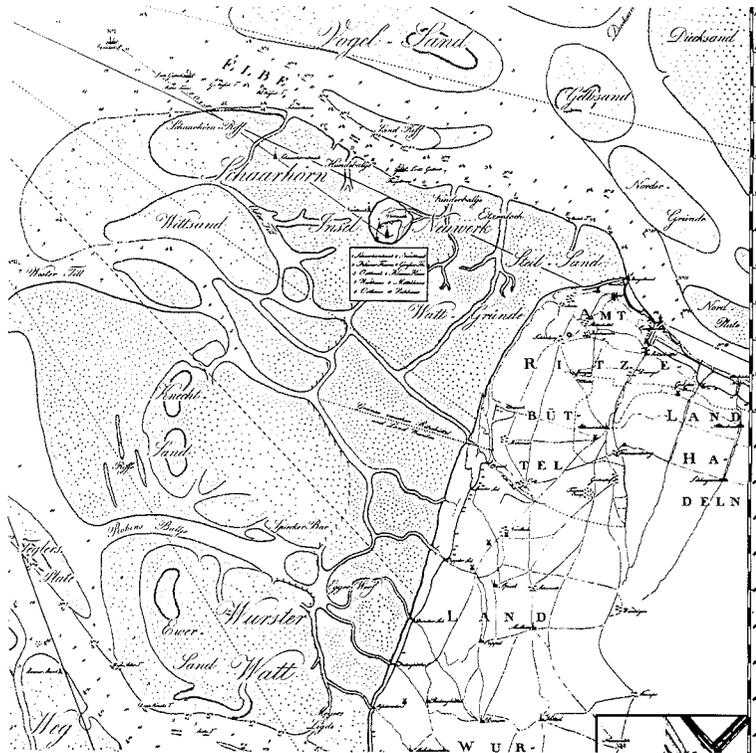


Abb. 3. Ausschnitt einer Karte von Woltmann aus dem Jahre 1825 mit Darstellung der Wattgebiete zwischen Weser und Elbe

Insgesamt läßt sich schließen, daß es sich bei den großen, im Randwatt liegenden Sandbänken zwischen Jade und Eider um Strukturen handelt, welche in säkularen Zeiträumen als stabil anzusehen sind, obgleich sie – wie noch dargelegt wird – einem raschen Gestaltungswandel unterliegen. Darüber hinaus hat es aber nachweislich früher noch weitere Inseln gegeben, die zerstört worden sind oder – wie vor der Dithmarscher Küste – durch Eindeichungen dem Festland angeschlossen wurden. So wird in einer Karte von WOLTMANN (1825) im südlichen Wurster Watt der „Eversand“ als große, hochliegende Sandbank dargestellt (Abb. 3). LANG (1970, S. 48 und 49) nennt „Meithörn“ eine Sandbank mit Dünen vor der Wurster Küste, die im 16. und 17. Jahrhundert in mehreren Quellen erwähnt wird. Möglicherweise handelt es sich hierbei allerdings um den späteren

Abb. 2. Die großen Sandbänke in den Außenwattgebieten zwischen Jade und Eider in Luftbildsenkrechtaufnahmen.

Oben links: Mellum; Aufnahme: Vermessungsbüro Rüpke, Hamburg, 25. 8. 1971; Freigabe: Luftamt Hamburg Nr. 3266/71

Oben rechts: Knechtsand; Aufnahme: Hansa-Luftbild 1. 7. 1968; Freigabe: Reg.Präs. Münster 10. 9. 1968, Nr. 3847

Unten links: Scharhörn; Aufnahme: Hansa-Luftbild 1. 7. 1968; Freigabe: Reg.Präs. Münster 10. 9. 1968, Nr. 3847

Unten rechts: Trischen; Aufnahme: Vermessungsbüro Rüpke, Hamburg, Mai-Sept. 1958; Freigabe: Luftamt Hamburg Nr. 7 000 77

Knechtsand. Im Dithmarscher Watt schließlich sind noch der „Bielshövensand“ und der „Dieksand“ zu nennen, beide bis ins 16. Jahrhundert zurückzuverfolgen und in einer Karte von ZIMMERMANN und HASENBANCK (1721) dargestellt. Der Dieksand lag jedoch mehr küstenwärts und ist – wie bekannt – im 19. Jahrhundert eingedeicht worden.

Während Karten des 17. und 18. Jahrhunderts nur sehr grobe und stark verzeichnete Darstellungen des Küstenverlaufs enthalten, sind sie im 19. Jahrhundert bereits genauer und ermöglichen eine einigermaßen zuverlässige Untersuchung der Veränderung nach

Tabelle 2

Mittlere jährliche Verlagerung in östlicher Richtung

	m/Jahr	Quelle
Knechtsand	37 (seit 1789?)	HOMEIER, 1969, Seite 77 u. 78
	30 (seit 1859)	HOMEIER, 1969, Seite 77 u. 78
Scharhörn	14	GÖHREN, 1970, Abb. 35
	14	HOMEIER, 1969, Seite 79
Trischen	29 (1885–1967)	WIELAND, 1972, Seite 130
	41 (1885–1948)	WOHLENBERG, 1950, Seite 175
Blauortsand	32	WIELAND, 1972, Seite 129

Form und Lage. Für Knechtsand, Scharhörn, Trischen und Blauortsand sind sie bereits genauer untersucht worden.

Tabelle 2 enthält die Ergebnisse und zeigt, daß alle genannten Sandbänke sich mit Geschwindigkeiten zwischen 10 und 40 m pro Jahr in östlicher Richtung verlagern. Auch für Mellum gibt SCHÄFER (1941) aus Kartenvergleichen eines kürzeren Beobachtungszeitraumes einen entsprechenden Rückgang an. Diese Verlagerungstendenz stellt ein Phänomen dar, das im Rahmen der vorliegenden Arbeit näher behandelt werden soll. Denn wenn man die Lageveränderungen dieser Größenordnung auf säkulare Dimensionen extrapoliert, so kommt man zu dem Schluß, daß es sich um sehr flüchtige, instabile Gebilde handeln muß, was im Widerspruch steht zu den bereits sehr frühen Erwähnungen inselartiger Gebilde in etwa den gleichen Positionen (s.o.).

2.3. Probleme der Entstehung und dynamischen Beeinflussung

Es fehlt in der Literatur nicht an Betrachtungen über die hydrodynamischen und morphologischen Prozesse, welche zur Entstehung und Formung der großen Sandplatten in unserem Wattenmeer unter den hier herrschenden Gezeitenverhältnissen und meteorologischen Bedingungen führen. Trotzdem sind nach Auffassung des Verfassers einige diesbezügliche Fragen nicht hinreichend oder aber widersprüchlich beantwortet.

Zunächst steht fest, daß über MThw aufragende Strukturen im freien Watt nicht durch normale Gezeitenströmungen aufgebaut werden können. Sowohl aus der Höhenlage der Platen als auch aus der exponierten Lage und der Sedimentstruktur (gröberes Sediment als im umliegenden Watt) folgt, daß sie bei erhöhten Wasserständen und durch Brandungstätigkeit aufgebaut sein müssen. GIERLOFF-EMDEN (1961, Abb. 7) beschreibt – ausgehend von den Verhältnissen auf Trischen – den Ablauf der Entstehung einer größeren Sandbank mit Dünenentwicklung und Marschenbildung in Lee der Dünen aus der Primärform einer kleinen Brandungsaufschüttung. Wendet man dieses insgesamt plausibel er-

scheinende Schema auf die hier untersuchten Strukturen an, so tauchen doch einige Probleme auf. Die hochwasserfreien Platen von Mellum, Knechtsand und Scharhörn sind 1000 bis 3000 m breit und flachen auch auf ihrer Leeseite nur allmählich zum mittleren Wattniveau ab. Brandungseinfluß – auch in der Aufbauphase – kann nur in einer relativ schmalen Zone wirksam sein. Es fragt sich, infolge welchen Effektes Platen dieser Breite aufwachsen konnten und auf welche Weise auch gegenwärtig noch, bei der stetigen Verlagerung nach Osten, auf der Leeseite weiter Material abgelagert wird. Schlickablagerungen nach dem Schema von GIERLOFF-EMDEN scheiden dabei aus, da diese bei Scharhörn und Knechtsand z. B. überhaupt nicht vorhanden sind, während sie bei Trischen und Mellum nur im Schutze eines kleinen Dünengürtels beobachtet wurden (SCHÄFER, 1941, S. 36; WOHLBERG, 1950, S. 166).

Offen ist auch, welchen Anteil der äolische Sandtransport an der Entstehung und der Erhaltung der Sandbänke hat. Während nach GIERLOFF-EMDEN der Sandflug erst maßgebend wird, wenn die Plate als Auftragung über MThw geformt ist, nimmt LINKE (1969, S. 71) an, daß er bereits für den Sedimentaufbau des „oberen Gezeitenbereiches“ maßgebend ist.

Die nachfolgend mitgeteilten Beobachtungen aus dem Gebiet von Scharhörn liefern einige aufschlußreiche Fakten zu diesen Fragen.

3. Einige Beobachtungsergebnisse aus dem Gebiet von Scharhörn

3.1. Entwicklung der hohen Sandbank von Scharhörn seit Mitte des 19. Jahrhunderts

Erst in einer Karte von MEYER aus dem Jahre 1868 findet man bei Scharhörn eine Eintragung, die – ergänzt um einige Höhenangaben – ausweist, daß hier eine größere Fläche oberhalb MThw liegt. Weitere Vermessungsunterlagen existieren aus dem Jahre

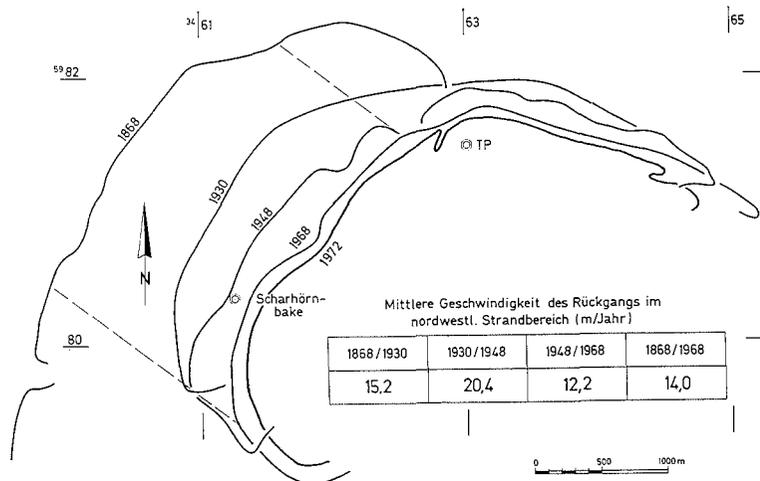


Abb. 4. Veränderung der seeseitigen Kante (MThw-Linie) der Plate von Scharhörn seit 1868. Nach GÖHREN (1970, Abb. 35)

1930, und seit 1948 liegen sie in dichter Folge vor. In Abbildung 4 sind die seeseitigen MThw-Linien dieser verschiedenen Stadien dargestellt, aus denen die Verlagerung der Plate in östlicher Richtung nachzuweisen ist.

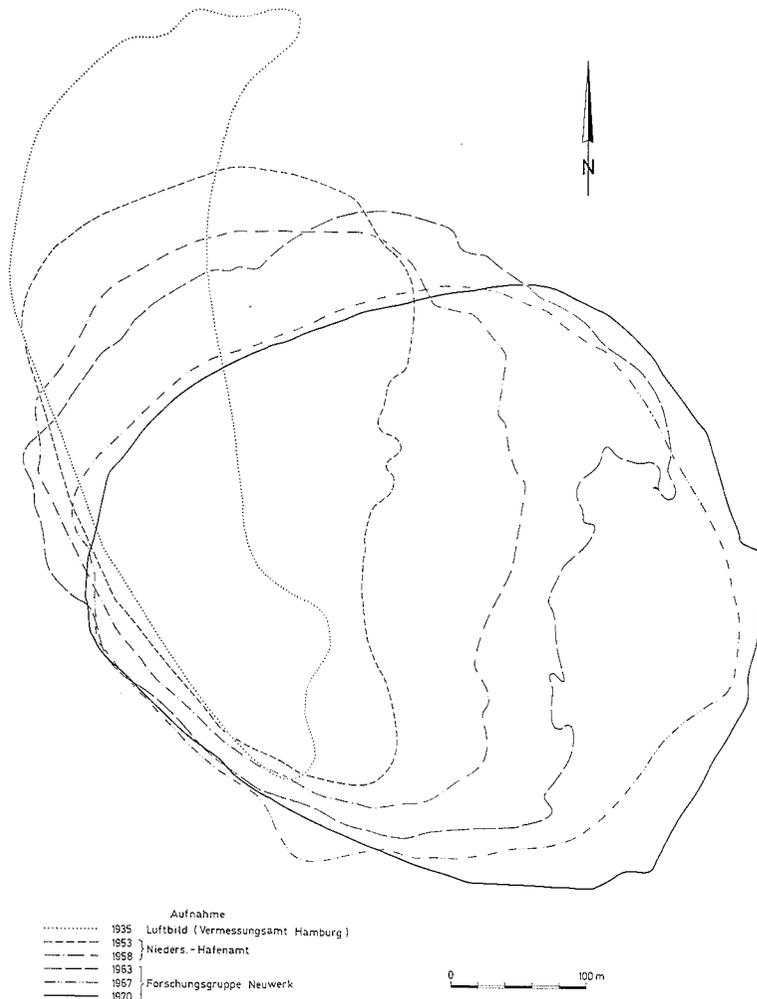


Abb. 5. Entwicklung des Dünengebietes von Scharhörn. Dargestellt sind die Umrißlinien der begrünten Fläche. Nach GÖHREN (1970, Abb. 48)

Daß Scharhörn als über MThw liegende Sandbank erst sehr viel später in Karten dargestellt wurde als die anderen Inseln, ist bemerkenswert, liegt es doch unmittelbar an der wichtigsten Schifffahrtsrinne dieses Raumes. Die Auswertung weiterer Archivalien durch LANG (1970, S. 111 ff.) läßt jedoch mit ziemlicher Sicherheit darauf schließen, daß ein hochliegender Sand in diesem Raum schon in früheren Jahrhunderten existierte.

Die im Nordwesten der Sandbank gelegene Düne folgt der Verlagerung der Plate (Abb. 5). Unmittelbar nach ihrer Entstehung (die Düne von Scharhörn ist erst um 1930 durch Anlage von Sandfangzäunen und Bepflanzung entstanden) wurde sie auf der Nord-

westseite durch Brandung bei höheren Wasserständen erodiert, während auf der Ostseite ständig neue Dünen anwachsen. Der Sand stammt ausschließlich aus dem östlichen Flügel der hohen Sandbank, wird also bei Ostwind herangetragen. Im Zusammenhang mit den späteren Betrachtungen ist bemerkenswert, daß die Düne auf der Südwestseite, wo ebenfalls über mehrere Kilometer hochliegende Sandflächen vorgelagert sind, keinen nennenswerten Anwachs erfahren hat.

3.2. Entstehung und Verlagerung neuer Brandungsbänke im Außenwatt

Abbildung 6, eine Luftbildschrägaufnahme von Scharhörn, läßt erkennen, daß seawärts der hohen und zusammenhängenden Plate eine weitere, schmale und langgestreckte Sandbank liegt. Diese Bank, deren Rücken z. Z. etwa in Höhe des MThw liegt, ist jüngeren Ursprungs; ihre Entwicklung konnte an Hand regelmäßiger Wattaufnahmen und Luftbildbefliegungen der vergangenen Jahre (GÖHREN, 1970) genau verfolgt werden und läßt einige interessante Phänomene zutage treten. Noch Ende der 40er Jahre tauchte das

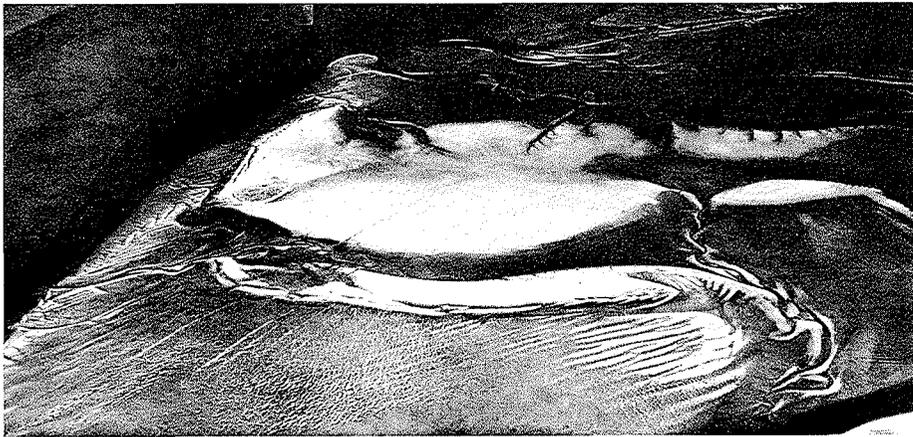


Abb. 6. Scharhörn in einer Luftbildschrägaufnahme (Blickrichtung etwa östlich). Im Vordergrund die Brandungsbank, rechts der großen Scharhörner Plate eine kleinere wandernde Sandbank (Bank III in Abb. 12). Aufgenommen 1971 durch Vermessungsbüro Rüpke, Hamburg; Freigabe durch Luftamt Hamburg, Nr. 1250/71

Watt unmittelbar nordwestlich der Scharhörner Plate unter MTnw ab (Mauserbucht, s. Abb. 7). In der Folgezeit ist dieses Gebiet stark angewachsen, und es entstanden – die Anfangsphase ist leider nicht mehr festzustellen – zwei riff- oder barrenartige Sandbänke, die schnell größer wurden und sich ostwärts verlagerten. Abbildung 7 zeigt vier zeitliche Zustände dieser Entwicklung, Abbildung 8 den Vorgang in einer Profilersie, welche sowohl die stetige Zunahme der Höhe als auch die seitliche Verlagerung besonders gut erkennen läßt. Man gewinnt aus dieser Darstellung den Eindruck einer unmittelbaren „Materialüberschüttung“, wie sie auch bei der Bewegung von Strömungsriffeln auftritt.

Die mehr oder weniger scharf ausgeprägten Böschungen der neuen Bänke sind durch Kammlinien getrennt, welche in Luftbildsenkrechtaufnahmen hervortreten (Abb. 9). Die Auswertung einer Serie von Luftbildern seit 1957 ergab daher eine weitere Möglichkeit,

die Verlagerung dieser Strukturen darzustellen (vgl. dazu auch NEWTON und WERNER, 1969, Abb. 8). Wenn man die „Wandergeschwindigkeit“ aus der Verlagerung der Kamm-
linien ableitet, so kommt man zu den in Abb. 10 dargestellten Daten. Die Mittelwerte
liegen zwischen 60 und 90 m pro Jahr, das Maximum bei der seawärts liegenden Bank be-
trägt 150 m pro Jahr. Die in Abbildung 10 mit (I) bezeichnete, in der Anfangsphase mehr
außen liegende Bank verlagert sich im Durchschnitt wesentlich schneller als die zweite (II)
und auch als eine kleinere, weiter südöstlich liegende Sandbank (III), deren gleichartige

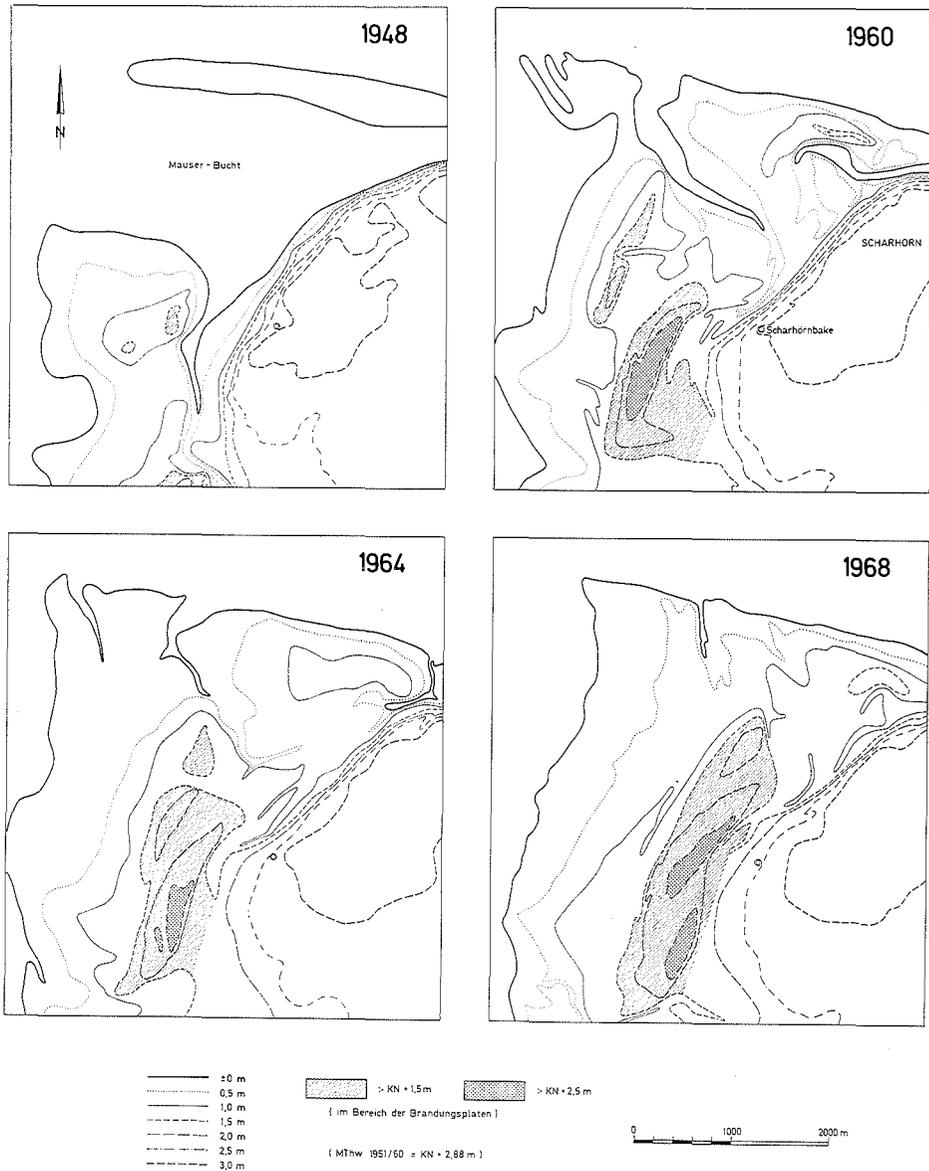


Abb. 7. Morphologische Entwicklung des Wattgebietes westlich von Scharhorn von 1948 bis 1968.
Nach GÖHREN (1970, Abb. 44)

Dynamik überhaupt erst in den Luftbildern festgestellt wurde (vgl. dazu auch Abbildung 6).

Trägt man die Verlagerung der jungen, neu gebildeten Sandbänke und der alten Plate von Scharhörn in Westostrichtung in einem Zeit-Weg-Diagramm auf (Abb. 11), so wird erkennbar, daß hier ein morphologisch bedeutungsvoller Effekt des „Einholens“

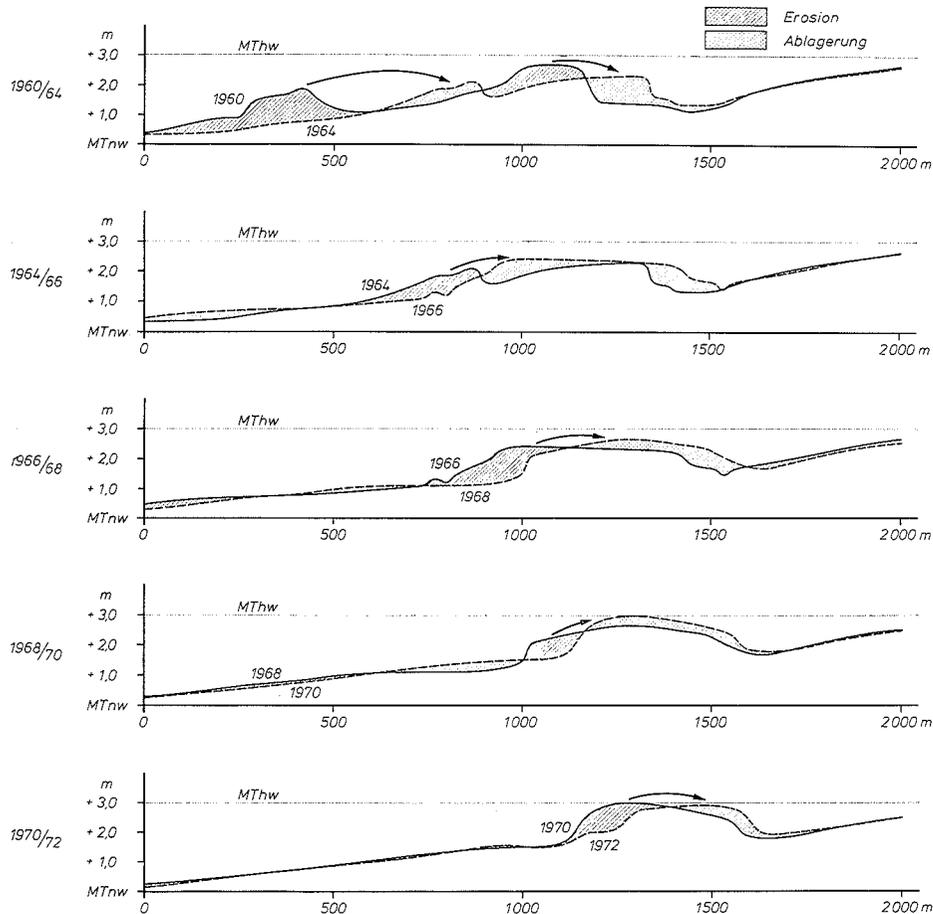


Abb. 8. Veränderung der Brandungsbänke vor Scharhörn in einer Profildarstellung. (Lage des Profils s. Abb. 13)

oder „Auflaufens“ wirksam wird. Die sehr viel schneller wandernde Bank I hat sich praktisch bereits um 1968 mit Bank II vereinigt. Diese inzwischen recht ausgedehnte Struktur nähert sich stetig der z. Z. nur noch langsam zurückweichenden westlichen Flanke der Plate von Scharhörn und wird sich wahrscheinlich in absehbarer Zeit dieser anlagern.

3.3. Hydrodynamische Einflüsse und Sandtransport

Tideströmungen, Orbitalströmungen, Brandungsströmungen und Triftströmungen sowie bei trockenliegender Sohle unmittelbar der Wind beeinflussen die Sandbänke in den

Randwattgebieten zeitlich und räumlich mit wechselnder Intensität. Die Zusammenhänge und Wechselbeziehungen sind außerordentlich kompliziert und lassen sich größtenteils nur qualitativ erfassen. Es stellt sich vor allem die Frage, welche der genannten Einflußfaktoren dominierend sind.

Die Strömungen normaler, nicht durch Wind beeinflusster Gezeiten sind für die Morphologie der Sandbänke kaum von Einfluß. Dies läßt sich bereits aus der Sedimentstruktur folgern und geht außerdem aus verschiedenen Untersuchungen hervor, die diesbezüglich im Raum Scharhörn und auch an anderen Stellen durchgeführt worden sind. Es wird durch die nachfolgend beschriebenen Strombeobachtungen erneut bestätigt.

Seegang und Brandung sind hingegen von entscheidender Bedeutung, da bei auflandigen Starkwinden und erhöhten Wasserständen die aus der Nordsee anlaufenden Wind- und Dünungswellen hauptsächlich in den Randwatten und auch an den Rändern der Sand-

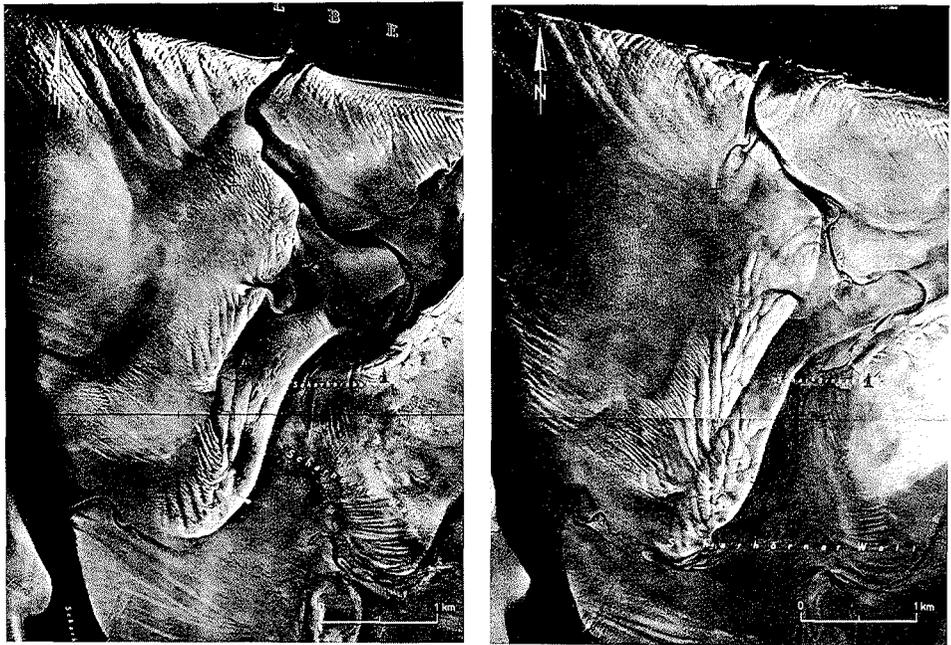


Abb. 9. Brandungsbänke im Watt westlich von Scharhörn in Luftbildaufnahmen. – Links: 1957, Aufnahme durch Plan und Karte, Münster, im Auftrage der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg; Freigabe Reg.Präs. Münster, 13. 9. 57, 616. – Rechts: 1965, Aufnahme durch Hansa-Luftbild, Münster, im Auftrage des Vermessungsamtes Hamburg; Freigabe Reg.Präs. Münster, 2. 11. 65, 3127

bänke ihre Energie abgeben. In den Randwattgebieten mit sehr flacher Neigung kommt es dabei zu einer Art Flächenbrandung, an den Flanken der Sandbänke zu einer linienförmigen Brandung mit Wellenrefraktion und entsprechenden küstenparallelen Brandungsströmungen (vgl. SIEFERT, 1969, S. 37 ff.). Abbildung 12 enthält eine Luftbild-Senkrechtaufnahme des Gebietes um Scharhörn während einer leichten Sturmflut und zeigt dieses anschaulich. Die Sandbank südwestlich der hohen Plate, die in Abschnitt 3.2. beschrieben wurde, liegt unter Wasser, ist jedoch an der Konzentration von Brandungswellen auf ihrem Rücken zu erkennen. Die hohe Plate von Scharhörn ist ebenfalls untergetaucht, je-

doch ist hier (bei nur geringen Wassertiefen) im Luftbild kein Seegang mehr auszumachen. Dagegen ist an der seeseitigen Flanke die klassische Brecherzone ausgebildet.

Die Brandungstätigkeit ist ohne Zweifel Ursache der auftretenden Erosionen. Interessant ist dabei die Frage, in welcher Richtung das erodierte Material vorwiegend transportiert wird. Aus der Verlagerungsrichtung der Bänke muß geschlossen werden, daß es hauptsächlich aus der Erosionszone an der seeseitigen Flanke über den Platenrücken hin-

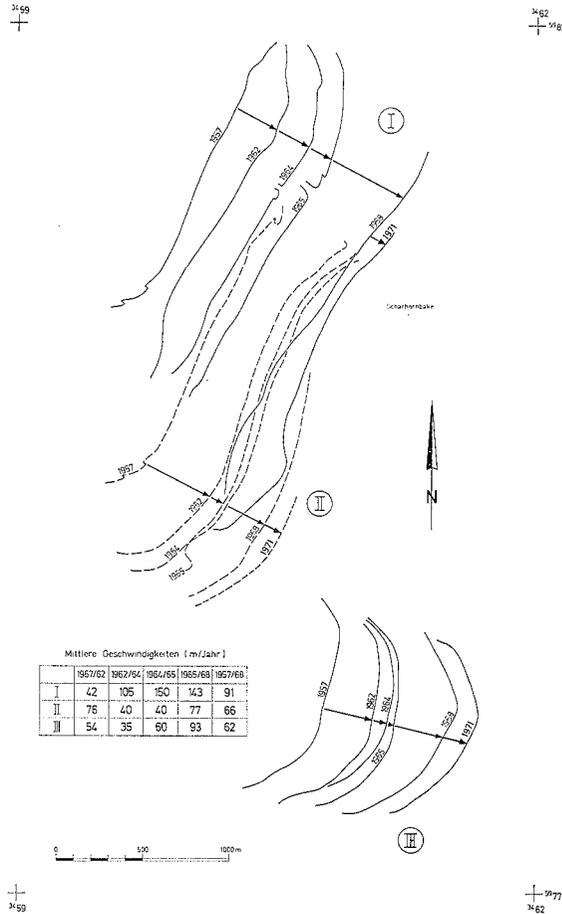


Abb. 10. Lage der Kammlinien der Brandungsbänke westlich von Scharhorn in verschiedenen Luftbilddaufnahmen seit 1957. Nach GÖHREN (1970, Abb. 45)

weg verfrachtet wird, also nicht strandparallel als „longshore drift“, wie am klassischen Brandungsstrand. Um dieses zu untersuchen, sind im Jahre 1973 in dem in Abbildung 13 dargestellten Profil vier Wattdauerstrom-Meßgeräte (Meßhöhe über Grund ca. 0,4 m) aufgestellt und über längere Zeit betrieben worden. Dabei gelang es, zahlreiche Starkwindtiden und insbesondere drei im November 1973 eingetretene Sturmfluten zu erfassen. Aus der Fülle dieses Beobachtungsmaterials sind die wichtigsten Ergebnisse in Abbildung 14 bis Abbildung 16 dargestellt. Abbildung 14 gibt einen Vergleich synoptischer Messungen über 12 Tage an den Stationen 12 und 13, also auf dem Rücken der vorgelager-

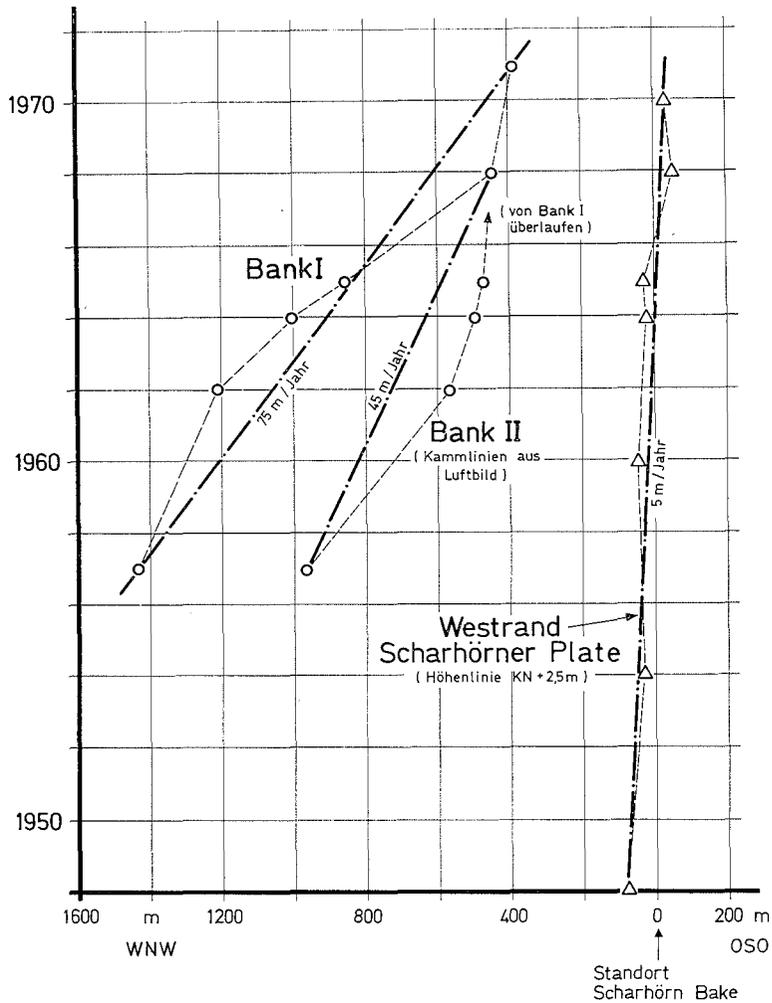


Abb. 11. Zeit-Weg-Diagramm der Bewegung der Brandungsbänke vor Scharhörn, ermittelt aus Luftbildaufnahmen

ten Bank und im Watt seawärts davon. Abbildung 15 enthält eine Zusammenstellung der V_{max} bei mittlerer Tide und bei einer Reihe ausgewählter Starkwind- und Sturmzeiten. In Abbildung 16 schließlich sind für die Sturmfluten vom 13. 11. und vom 16. 11. sowie deren Vortiden die an jeweils 3 Stationen gemessenen synoptischen Geschwindigkeiten in Ganglinienform aufgetragen.

Unter Verzicht auf eine ausführliche Diskussion dieser Ergebnisse läßt sich folgendes zusammenfassend aussagen:

- Die mittleren Tideströmungen (ohne Windeinfluß) vor der äußeren Sandbank und auch in der Rinne zwischen dieser Bank und der hohen Plate sind nur von geringer Intensität. (Auf den Rücken beider Bänke sind sie gleich Null.)
- Bei Starkwindtiden mit Windrichtungen aus Südwest bis Nordwest nehmen die Stromgeschwindigkeiten an allen Stationen zu, wobei die Richtungen Ost und Nordost vorherrschen. Die V_{max} sind an Pos. 12, also auf der vorgelagerten Bank, höher als an den anderen Stationen.

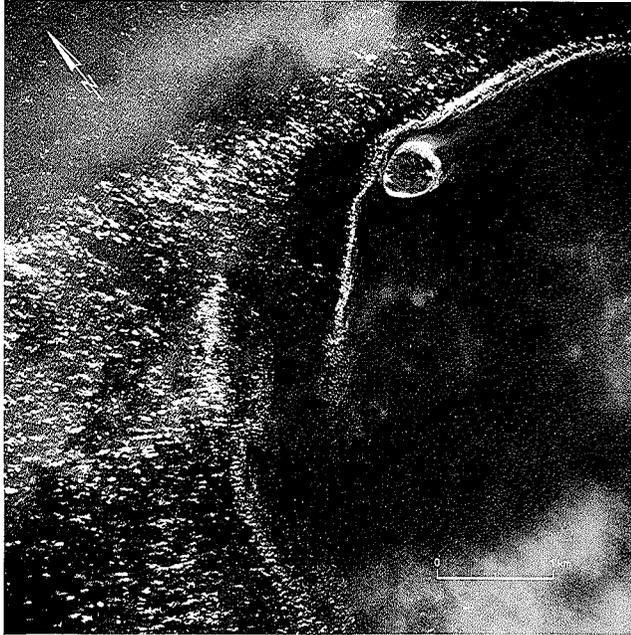


Abb. 12. Luftbild von Scharhörn während einer leichten Sturmflut am 14. 3. 1968. Starke Brandung am Nordwestrand der Scharhörner Plate und im westlich vorgelagerten Watt. Aufnahme durch Vermessungsbüro Rüpke, Hamburg; Freigabe durch Luftamt Hamburg, Nr. 1250/71

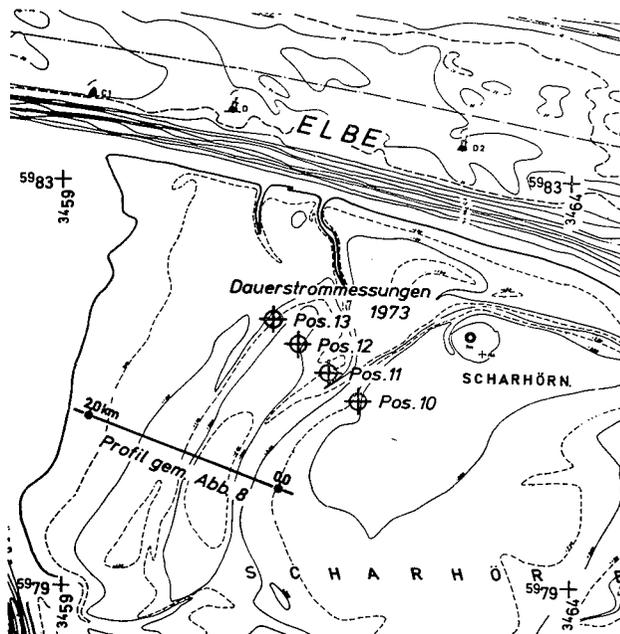


Abb. 13. Lageplan des Wattgebietes um Scharhörn mit Strömungsmesspositionen (vgl. Abb. 18 bis 20) und Darstellung des Profilschnitts in Abb. 10

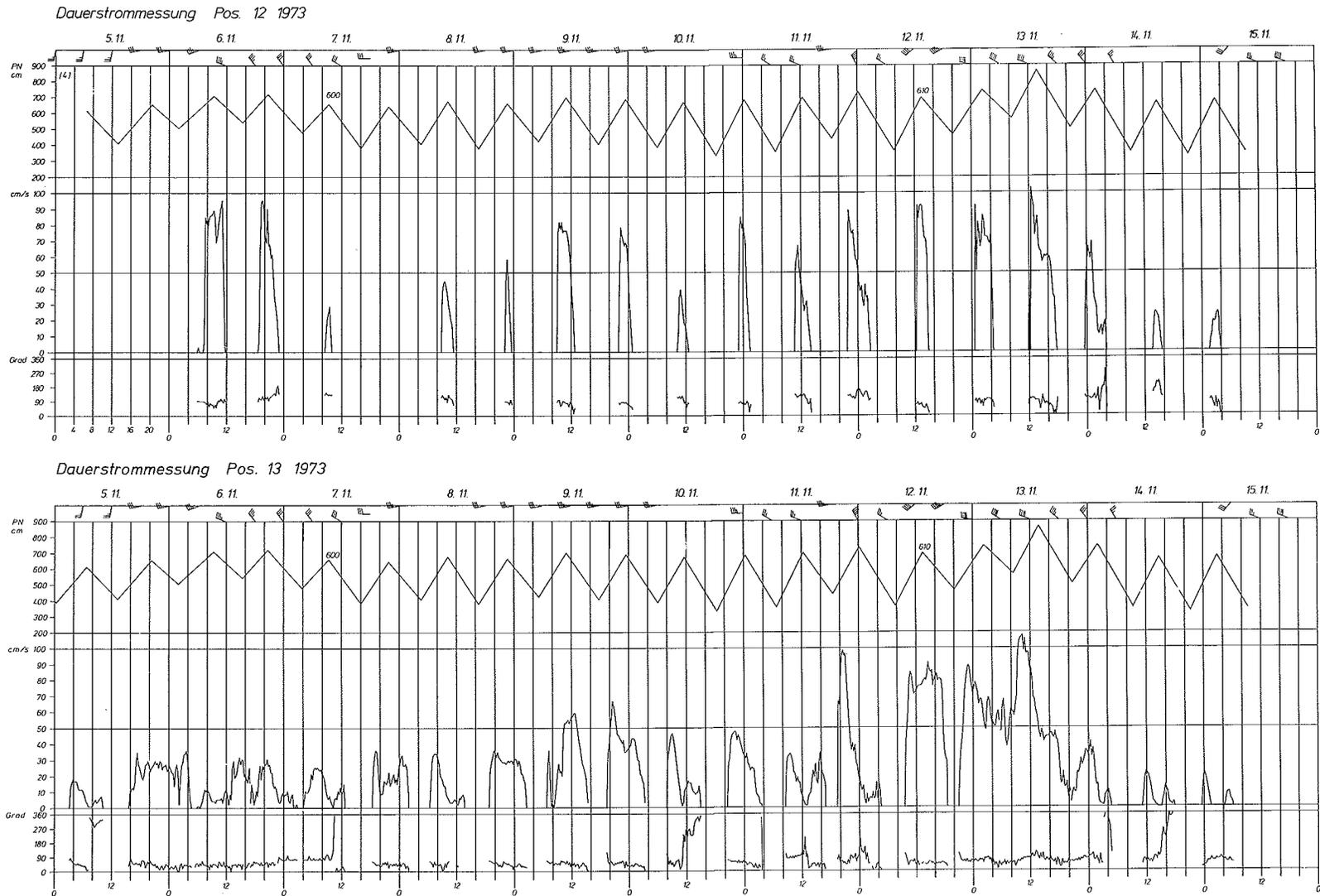


Abb. 14. Ganglinien der Dauerstrommessungen 12 und 13 vom 5. bis 15. 11. 1973 (mit Sturmflut vom 13. 11. 1973). Lage der Stationen s. Abb. 17

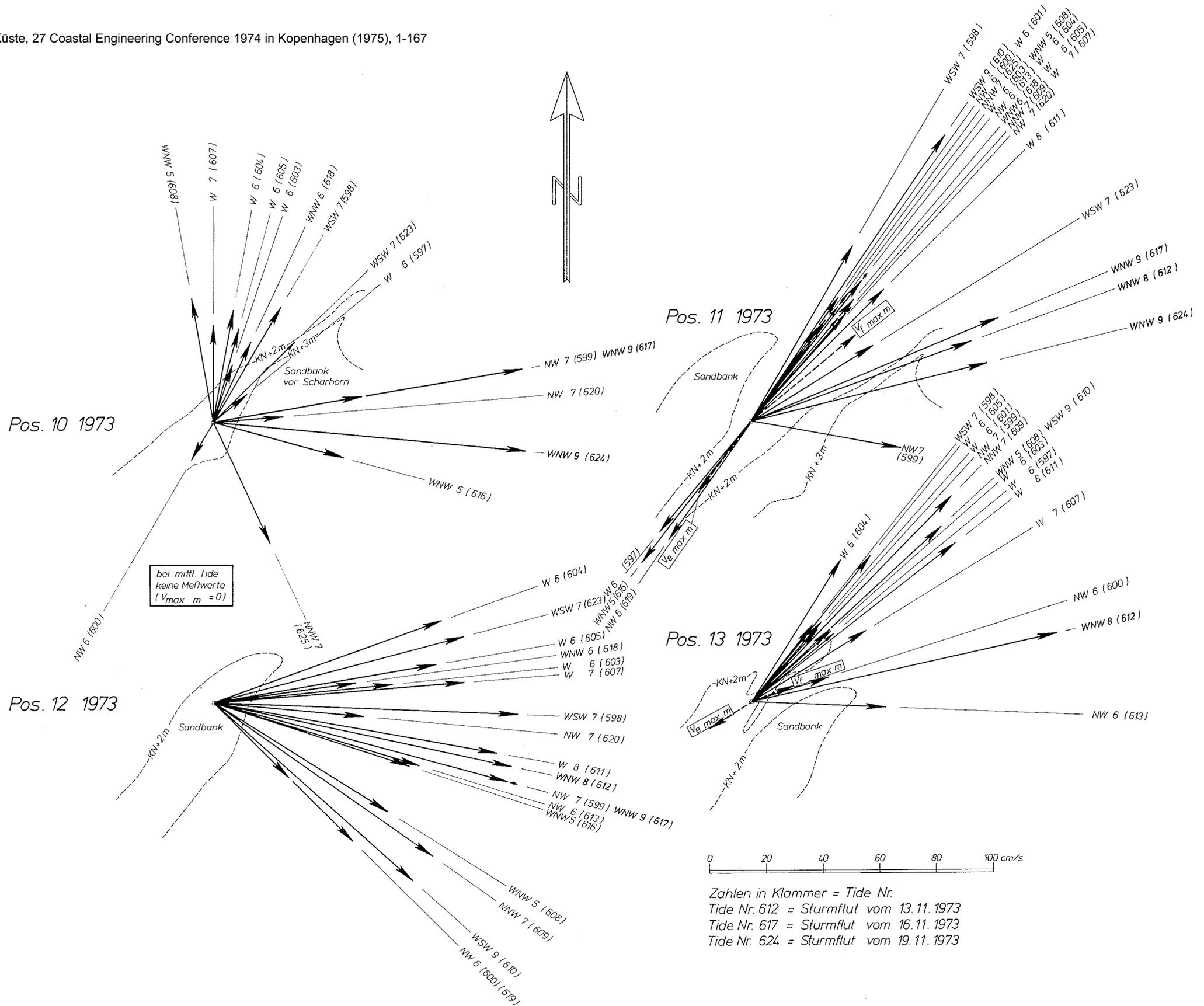


Abb. 15. Maximale Stromgeschwindigkeiten an den Stationen 10 bis 13 (vgl. Abb. 17). Meßhöhe über Sohle ca. 0,4 m

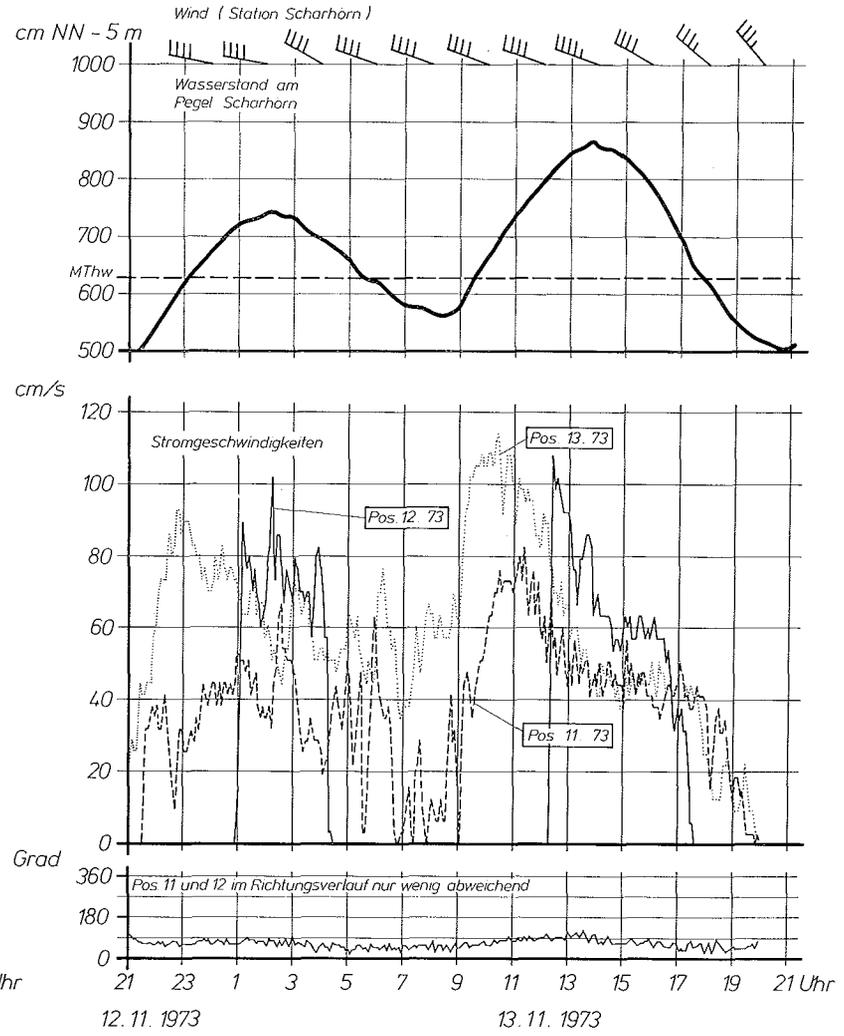
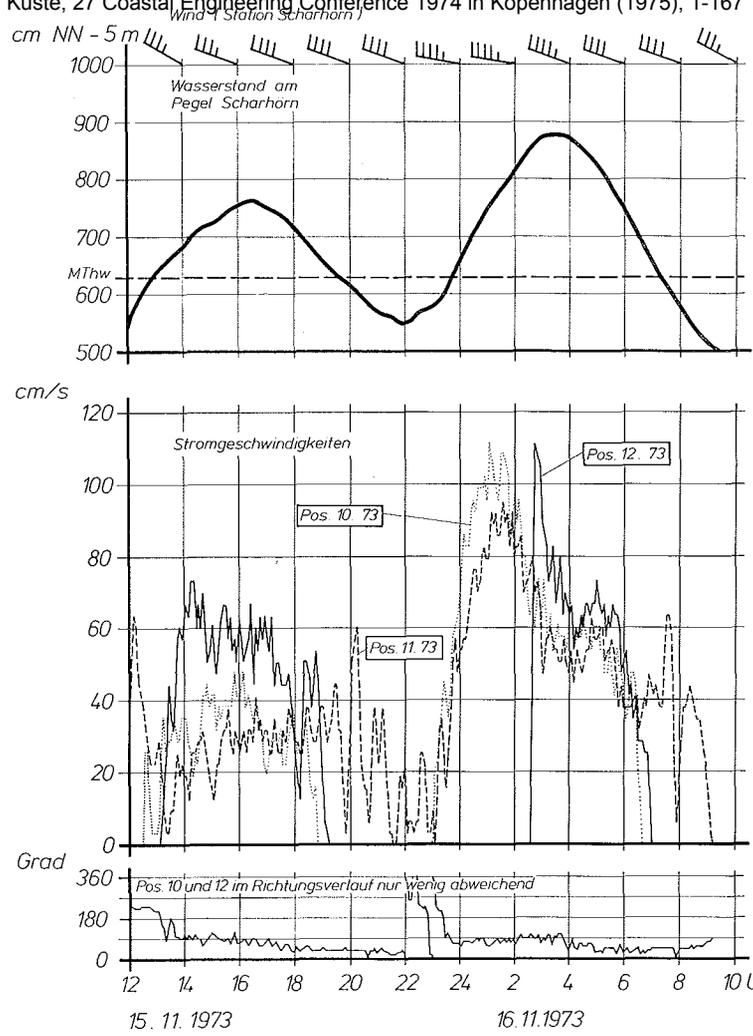


Abb. 16. Synoptischer Strömungsverlauf an den Stationen 10 bis 13 (s. Abb. 17) während der Sturmfluten vom 13. 11. und 16. 11. 1973

- Die Strömungen auf der Sandbank (Pos. 12) und auch auf der Scharhörner Plate (Pos. 10) sind mehr östlich gerichtet, also etwa senkrecht zur Achse, während an Station 11 und 13 bei auflandigem Wind eine nordöstliche, mehr uferparallele Strömung vorherrscht.
- Bei Sturmfluten werden Stromgeschwindigkeiten von 100 cm/s und mehr erreicht. Dabei tritt - unabhängig vom Steigen oder Fallen des Wasserspiegels - nur noch eine landwärts gerichtete Strömung auf.

Nach diesen Strombeobachtungen werden die Sandbänke nur bei erhöhten Wasserständen und auflandigem Wind überströmt, und zwar in einer Richtung, welche mit der Fortschrittsrichtung der Bänke identisch ist. Die Verlagerung ist demnach hauptsächlich Folge einer Materialüberschüttung von der unter Erosion stehenden Luvseite auf die Lee-seite. Eine Abnahme der Transportintensitäten von der Erosions- zur Sedimentationszone, welche die Aufnahme und nachfolgende Ablagerung von Sedimenten erklärt, ist in Abbildung 15 und Abbildung 16 nachzuweisen. Hierbei sind aber noch die in den Messungen nicht erfaßten höherfrequenten Orbitalströmungen zu berücksichtigen, die in jedem Fall auf der exponierten Luvseite zu einer Verstärkung des Materialtransportes führen dürften.

Auf die physikalischen Ursachen des beschriebenen Strömungssystems soll hier nicht näher eingegangen werden. Eine genauere theoretische Analyse erscheint kaum möglich, da sich mehrere Faktoren überlagern:

- Strömung infolge unmittelbarer Windschubspannung an der Wasseroberfläche (Triftströmung).
- Strömung infolge Wellen- und Brandungsstau.
- Gefälleströmung im Zusammenhang mit den zeitlich veränderlichen Wasserspiegelneigungen der einlaufenden Windstauwelle.

Die festgestellten Seegangs- und Strömungsverhältnisse geben auch eine hinreichende Erklärung für die vorhandene Sedimentverteilung. Die Kornvergrößerung, die bereits an den seeseitigen Böschungen der Sandbänke einsetzt (vgl. LINKE, 1969, S. 64 ff.) und die sich bis auf deren Rücken erstreckt, läßt sich als Brandungssortierung erklären. Die abnehmenden mittleren Korndurchmesser zur Leeseite der Bänke hin sind Folge einer Sortierung bei dem über den Rücken in östlicher Richtung hinwegsetzenden Materialtransport.

In welchem Maße bei diesen Prozessen noch der äolische Sandtransport beteiligt ist, ist nicht sicher anzugeben. Nach Auffassung des Verfassers spielt der Sandflug sowohl bei der Entstehung als auch bei der Veränderung der Sandbänke nur eine sekundäre Rolle; er gewinnt z. B. erst dann Bedeutung, wenn sich infolge der anderen genannten Effekte ausgedehnte und genügend hohe Sandflächen gebildet haben. Für das Gebiet von Scharhörner gibt es dafür ein wichtiges Indiz: Sowohl die Profilform der Bänke als auch die Verlagerungsrichtung und die Sedimentverteilung sprechen für einen Sandtransport in östlicher Richtung. Sandflug dagegen tritt hauptsächlich bei östlichen (ablandigen) Winden auf, weil sie die Wasserstände erniedrigen und die hochliegenden Sandflächen austrocknen. Bei auflandigen Starkwinden und den damit verbundenen höheren Wasserständen kommt es dagegen auf den nur kurzzeitig freiwerdenden, durchfeuchteten Platen wesentlich seltener zu intensiven Sandverwehungen. Die Orientierung des Dünenanwuchses auf Scharhörner (vgl. Abb. 5) ist ein unmittelbarer Beweis dafür (GISZAS, 1970).

4. Zusammenfassende Betrachtung und Schlußfolgerungen

Die in den vorigen Abschnitten behandelten Beobachtungsergebnisse und angestellten Betrachtungen ergeben einige neue oder doch erweiterte Aspekte zur Entstehung und Formung der hochliegenden Sandbänke in den Außenwattgebieten der inneren Deutschen Bucht.

Zunächst sei noch einmal das Phänomen der schnell wandernden Brandungsbänke herausgestellt. Im Primärstadium handelt es sich um riffartige Strukturen, welche in der Brandungszone des Randwatts entstehen und zu ihrem Aufbau sowie zu ihrer weiteren Entwicklung eine von See kommende Sandzufuhr erfordern. Wegen des Fehlens einer festen Uferlinie auf ihrer Leeseite und der Überströmung und Materialüberschüttung bei

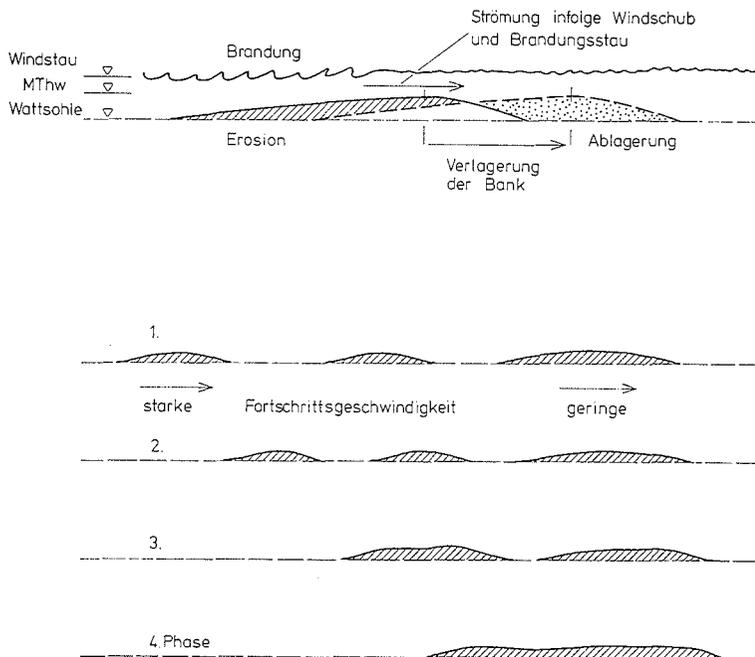


Abb. 17. Verlagerung und Zusammenschluß brandungsbeeinflusster Sandbänke in Außenwattgebieten als Bildungsmechanismus größerer inselartiger Platen (schematisch)

auflandigen Starkwinden wandern diese Strukturen mit bemerkenswert hoher Geschwindigkeit küstenwärts. Daß sie bei diesem Prozeß nicht zerstört werden, sondern stabil bleiben oder gar wachsen, erfordert – wie schon bemerkt – zweifellos einen ständigen Materialüberschuß.

Beim Vordringen der Bänke kommt es zu einer Verlangsamung der Bewegung, einerseits wegen der küstenwärts abnehmenden Seegangenergie, andererseits dann, wenn luvseitig neue gleichartige Gebilde entstehen und zusätzlichen Schutz geben. Dieser Effekt der abnehmenden Verlagerungsgeschwindigkeit, der bei den Außensänden vor Scharhörn eindeutig nachgewiesen werden konnte, führt nun zu einem „Aufeinanderlaufen“ und „Verschmelzen“ der kleineren Strukturen und damit zur Bildung größerer, zusammenhängender Sandbankkomplexe. In Abbildung 17 ist dies schematisch dargestellt. Es ist ein

ähnlicher physikalischer Vorgang, wie ihn FÜHRBÖTER (1967) für die Morphologie der Strömungsriffel angegeben hat.

Der beschriebene morphologische Prozeß liefert eine Erklärung sowohl für die große Ausdehnung der hohen Sandplate von Scharhörn sowie der ihr ähnlichen benachbarten Platen als auch für deren zumindest säkular nachzuweisende Stabilität in den exponierten Randwattgebieten. Ein langfristiger Bestand dieser großen Sandinseln bei der permanenten Erosion ihrer seeseitigen Flanken scheint nur durch eine periodische Entstehung neuer Sandakkumulationen möglich. Bleibt diese Versorgung aus, so müssen die Sandbänke zwangsläufig immer weiter auf das Watt getrieben werden, um dort schließlich aufgerieben oder aber bei zunehmendem Schutz gegen Brandungserosion stationär zu werden und Keimzellen für anderslaufende Prozesse der Inselbildung zu sein. In diesem Zusammenhang sei auf eine spekulative Betrachtung HOMEIERS (1969, S. 80) hingewiesen, der Neuwerk als Endstation der Verlagerung der Sandplatten von Scharhörn betrachtet. Auf diese Problematik soll hier jedoch nicht näher eingegangen werden.

Es stellt sich die Frage, ob sich nicht ähnliche Vorgänge, wie sie zur Zeit vor Scharhörn zu beobachten sind, innerhalb der mehrere Jahrhunderte zu übersehenden Entwicklung nachweisen lassen müßten. Hierbei ist zunächst folgendes zu berücksichtigen: Zuverlässige Aufnahmen der unzugänglichen Außenwattzonen der inneren Deutschen Bucht sind aus dem vorigen Jahrhundert nur sporadisch vorhanden. Aber auch bis in die Gegenwart hinein sind nur selten und unregelmäßig Vermessungen durchgeführt worden. Der Zyklus der Entstehung, Verlagerung und Anlagerung neuer Brandungsbänke an eine große Sandplate lief bei Scharhörn in einem Zeitraum von rund 30 Jahren ab, wenn man davon ausgeht, daß dieser Prozeß etwa um 1980 abgeschlossen sein wird. Nur durch die sehr dichten terrestrischen und luftbildmäßigen Aufnahmen der beiden vergangenen Jahrzehnte sind diese bedeutsamen Vorgänge überhaupt bemerkt und quantitativ erfaßt worden. Man kann also davon ausgehen, daß ähnliche Erscheinungen, die sich hier wie auch vor Mellum, Knechtsand und Trischen in den vergangenen Jahrhunderten abgespielt haben mögen, kaum bemerkt worden sind. Aus der Sicht des Geschehens bei Scharhörn finden sich im übrigen einige Indizien dafür, daß schnell wandernde Brandungsbänke auch in den anderen Regionen aufgetreten sind. So gibt z. B. SCHÄFER (1941, S. 88) folgendes an: „Die Fläche der Alten Mellum wird im Westen und Nordwesten gegen die Jade durch ein von Nord nach Süd ziehendes Sandriff begrenzt, das sich auf seiner ganzen Breite auf den Strand schiebt. LANG (1970, S. 125) zitiert mehrere Quellen, aus denen belegt werden kann, daß der Standort der 1661 errichteten Scharhörnbake einen mehrfachen Wechsel zwischen hoher Sandplate und normaler Wattlage erfahren hat. Der in Abb. 3 dargestellte Ausschnitt der Karte WOLTMANNs aus dem Jahre 1825 zeigt südwestlich des Knechtsandes drei längliche Strukturen, als „Riffe“ bezeichnet, die auf dem Watt liegen und in ihrer Längenausdehnung wie auch in ihrer Lage zueinander dem oben beschriebenen System der Sandbänke vor Scharhörn durchaus ähnlich sind. Für den Knechtsand läßt sich außerdem aus neueren Luftaufnahmen eine gleichartig verlaufende Sandbankverlagerung nachweisen (NEWTON und WERNER, 1969, Abb. 8). Die Entwicklung Trischens gibt schließlich in ihrer Dreiteilung, die eine Karte ABENDROTHs aus dem Jahre 1846 festhält, ein besonders eindruckswolles Beispiel für das System wandernder Sandbänke. WOHLBERG (1950, S. 165) bemerkt in einem Kartenvergleich: „Wir stellen fest, daß der mittlere Sand im Zunehmen, die beiden anderen Sände, der Boschsand-Polln im Westen und der Riesensand im Osten, dagegen im Abnehmen begriffen sind. Boschsand-Polln, nur noch als schmales Band erkennbar, ist außerdem im Begriff, sich dem mittleren der drei Sände, dem Boschsand, anzulagern.“

5. Schriftenverzeichnis

- DITTMER, E.: Schichtenaufbau und Entwicklungsgeschichte des Dithmarscher Alluviums. Westküste, I, 2, 1938.
- FÜHRBÖTER, A.: Zur Mechanik der Strömungsriffel. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Hochschule Hannover, H. 29, 1967.
- GELLERT, J. F.: Das Außenelbewatt zwischen Cuxhaven-Duhnen und Scharhörn. Ergebnisse einer geologisch-morphologischen Kartierung. Petermanns Geogr. Mitt., Jg. 96, 1952.
- GIERLOFF-EMDEN, H. G.: Luftbild und Küstengeographie am Beispiel der deutschen Nordseeküste. Schriftenfolge des Instituts für Landeskunde in der Bundesanstalt für Landeskunde und Raumforschung, Bad Godesberg, Heft 4, 1961.
- GISZAS, H.: Beitrag zur Frage des Sandtransportes durch Wind – Messungen im Gebiet um Scharhörn (Elbe) –. Hamburger Küstenforschung, H. 16, 1970.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung, H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Studien zur morphologischen Entwicklung des Elbmündungsgebietes. Hamburger Küstenforschung, H. 14, 1970.
- GÖHREN, H.: Untersuchungen über die Sandbewegung im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung, H. 19, 1971.
- GÖHREN, H.: Dynamics and Morphology of Sand Banks in the Surf Zone of Outer Tidal Flats. Proc. 14. Int. Conf. on Coast. Eng., Copenhagen, 1975.
- GRIPP, K.: Entstehung und künftige Entwicklung der Deutschen Bucht. Archiv Dt. Seewarte und Marineobservatorium, Bd. 63, Nr. 2, Hamburg 1944.
- HOMMEIER, H.: Das Wurster Watt – Eine historisch morphologische Untersuchung der Küsten- und Wattgebiete von der Weser- bis zur Elbemündung. Jahresbericht der Forschungsstelle Norderney 1967, Bd. XIX, 1969.
- KRAMER, J.: Natürliche Entwicklung des Großen Knechtsandes und seine Bedeutung für den Küstenschutz. Jahresbericht der Forschungsstelle Norderney, 1960, Bd. XII, 1961.
- LANG, A. W.: Untersuchungen zur morphologischen Entwicklung des südlichen Elbe-Ästuars von 1560 bis 1960. Hamburger Küstenforschung, H. 12, 1970.
- LANG, A. W.: Untersuchungen zur morphologischen Entwicklung des Dithmarscher Watts von der Mitte des 16. Jahrhunderts bis zur Gegenwart. Hamburger Küstenforschung, H. 31, 1975.
- LAUCHT, H.: Ursachen und Ziele der Hamburger Küstenforschung an der Elbmündung. Hamburger Küstenforschung, H. 1, 1968.
- LINKE, G.: Die Entstehung der Insel Scharhörn und ihre Bedeutung für die Überlegungen zur Sandbewegung in der Deutschen Bucht. Hamburger Küstenforschung, H. 11, 1969.
- LINKE, G.: Über die geologischen Verhältnisse im Gebiet Neuwerk/Scharhörn. Hamburger Küstenforschung, H. 17, 1970.
- NEWTON, R. S., WERNER, F.: Luftbildanalyse und Sedimentgefüge als Hilfsmittel für das Sandtransportproblem im Wattgebiet vor Cuxhaven. Hamburger Küstenforschung, H. 8, 1969.
- SCHÄFER, W.: Mellum, eine Düneninsel der deutschen Nordseeküste. Abhand. d. Senckenbg. Naturforsch. Ges., 457, 1941.
- SIEFERT, W.: Seegangsbestimmungen mit Radar und nach Luftbildern. Hamburger Küstenforschung, H. 7, 1969.
- SIMON, W. G.: Sedimentpetrographische Kartierung des Neuwerker Watts im Sommer 1952. Die Küste, Jahrgang 6, Heft 2, 1957.
- WETZEL, W.: Trischen, eine Studie zur Geologie der Gegenwart. Nordelbingen, 3. Bd., 1924.
- WIELAND, P.: Untersuchung zur geomorphologischen Entwicklungstendenz des Außensandes Blauort. Die Küste, H. 23, 1972.
- WOHLEBERG, E.: Entstehung und Untergang der Insel Trischen. – Mitt. Geogr. Ges. Hamburg, Bd. XLIX, 1950.
- WRAGE, W.: Das Wattenmeer zwischen Trischen und Friedrichskoog. Arch. Dt. Seewarte 48, 1930.

Morphologische Veränderungen in einem feinsandigen Tideästuar nach Strombaumaßnahmen

Von G. Hovers

Zusammenfassung

Künstliche Schiffahrtsrinnen sind in feinsandigen Tideästuarien schwierig zu unterhalten. Durch Systeme von Strombauwerken ist es im oberen Abschnitt der Außenweser gelungen, die Stromrinnen und damit das Fahrwasser zu stabilisieren. Weiterführende Vertiefungen haben die künstliche Einschnürung der Stromrinnen erforderlich gemacht. Die langfristig erzielten Ausbauerfolge sind bisher gut. Über die Auswirkungen der Strombauwerke auf die Morphologie werden Angaben gemacht. Innerhalb der ausgebauten Stromrinnen vollziehen sich vorwiegend durch das ständige Wirken der Tideströmungen Materialumlagerungen. Sandeintreibungen in die tiefe Baggerrinne sind dabei unvermeidlich. Bei ausreichender Kenntnis der natürlichen Umlagerungsvorgänge kann heute mit geeigneten Hoppersaugbaggern z. T. zu einem dynamischen Strombau durch richtiges künstliches Umsetzen der gebaggerten Bodenmassen innerhalb der Querschnitte übergegangen werden.

Summary

Artificial shipping channels in fine sand tidal estuaries are difficult to maintain. There has been a successful attempt to stabilize the river beds and thus the fairway in the upper reaches of the Outer Weser by means of systems of river structures. The further deepening of the fairway required the artificial narrowing of the river bed. The resulting improvement achieved over a prolonged period have up to now been satisfactory. Some explanations concerning the effects of the river structures on the morphology are given in the present report. In the improved river bed a continuous shifting of sediments is taking place, which is mainly due to the incessant action of the tidal currents. It is inevitable in this process that sand is drifted into the deep excavated channel. If one has a good knowledge of the natural shifting processes, it is possible nowadays, by using suitable hopper suction dredgers, to employ to a certain extent methods of dynamic river engineering by means of the proper artificial shifting of the excavated soil within the cross sections of the river.

Hinweis der Schriftleitung:

Der vorstehende erwähnte Aufsatz wurde bereits unter

G. HOVERS: Der Einfluß von Strombauwerken auf die morphologische Entwicklung der Stromrinnen im Mündungsgebiet eines Tideflusses, untersucht am Beispiel der Außenweser

im Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 34, Karlsruhe, Mai 1973, veröffentlicht.

Die Verwendung des Luftbild-Wasserlinienverfahrens zur morphologischen Überwachung eines Ästuars

Von J. Sindern und Gerd E. Schröder

Summary

The project of a barrage across an estuary in Northern Germany was accompanied by a programme to monitor the hydrologic and morphologic situation in the shallow and instable wadden area likely to be affected. For recording the morphology the aerial photographic waterline survey proved superior to other methods, mainly on account of its accuracy. The principle consists in taking aerial photographs at short time intervals, each photo showing a different waterline as the tide rises. By application of simultaneous tide gauge recordings contour lines can be constructed from the photographed waterlines. They are supplemented by submarine survey. The resulting morphologic record is expected to reveal particulars of sediment transport and tidal prism changes, so that the actual effects of the barrage might be compared with model test results.

Vorbemerkung

Das Luftbild ist dem Küsteningenieur schon seit einiger Zeit als Hilfsmittel bekannt. Auch das Luftbild-Wasserlinienverfahren ist bereits betrachtet worden. Mit diesem Verfahren arbeitet die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Kiel seit 1965, und so erscheint es jetzt möglich, über seine Brauchbarkeit zu berichten.

Notwendigkeit einer morphologischen Untersuchung

Das Wattengebiet an der deutschen Nordseeküste ist morphologisch sehr labil. Eine häufige Verlagerung der Sände und Rinnen ist charakteristisch besonders für die Mündungstrichter der Flüsse Eider, Elbe, Weser und Ems (Abb. 1).

Die Gestalt des Wattengebietes beeinflusst die Eigenschaften der Tide, den tidestrombedingten Materialtransport sowie Energie und Richtung, mit der die Wellen die Uferbefestigungen und Deiche angreifen. Deswegen können Veränderungen im Wattengebiet die Gefährdung der Ufer vergrößern und auch für die auf Fahrrinnen angewiesene Schifffahrt sehr wichtig sein.

Ein beträchtlicher Einfluß auf die Gestalt des Wattengebietes wird von der Eiderabdämmung erwartet (Abb. 2). Sie schützt das tiefgelegene Land vor Sturmfluten, denn sie ersetzt 57 km an Deichen, die nicht mehr sicher genug waren. Außerdem erlaubt die Anlage eine Steuerung des Abflusses, wodurch weiteres Versanden verhindert und die Eider als Vorfluter für etwa 2000 km² Land erhalten werden soll.

Für Planung und Modellversuche mußten Naturdaten bereitgestellt werden. Vor Beginn der Baumaßnahme war der hydrologische und morphologische Ausgangszustand zu erfassen. Während des Baues sollten Veränderungen so früh erkannt werden, daß gefährliche Entwicklungen verhindert werden könnten. Nach der Inbetriebnahme muß nun festgestellt werden, wie sich dieser Eingriff in den natürlichen Zustand auswirkt und ob die vorhergesagten Folgen eintreten. Es soll so lange beobachtet werden, bis man klar erkennen kann, daß keine nachteiligen Veränderungen mehr zu erwarten sind.

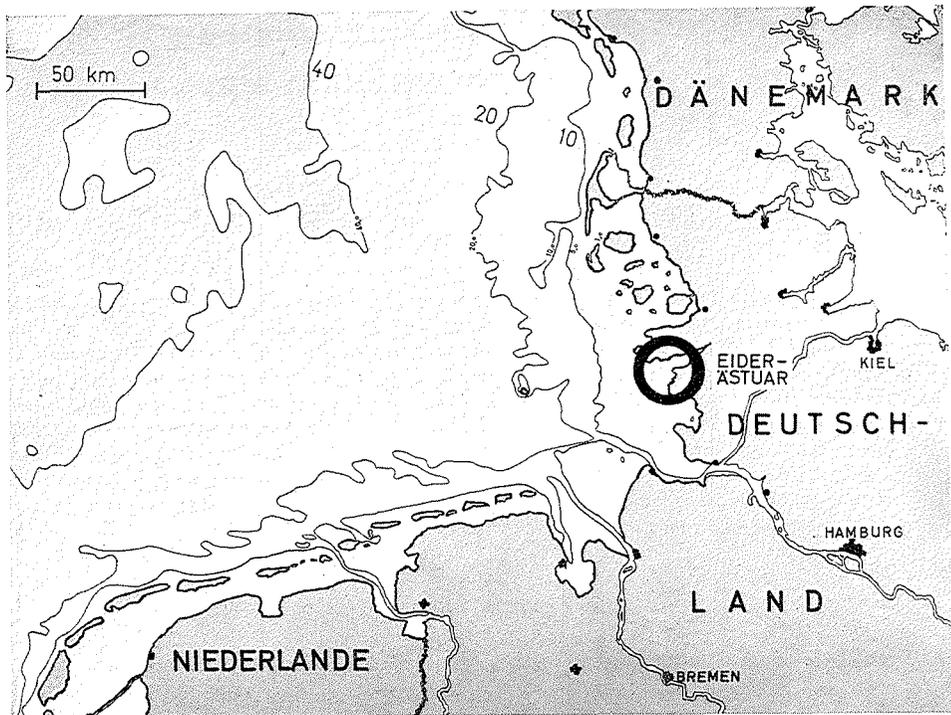


Abb. 1. Lage des Eiderästuars

Verfahren zur morphologischen Überwachung

Gegenstand der hier betrachteten morphologischen Erfassung sind:

- Lage, Form und Höhe der Wattflächen über NN – 2 m;
- Lage, Form und Tiefe der Wattwasserläufe.

Das Wattengebiet ändert seine Gestalt oft sehr schnell. Deswegen muß auch eine aktuelle Information über solche Veränderungen schnell verfügbar sein, damit gefährliche Entwicklungen rechtzeitig erkannt werden können. Diese aktuelle qualitative Information wird etwa alle 3 Monate durch Luftaufnahmen des Wattengebietes bei Tideniedrigwasser geliefert. Der Verlauf der Wasserlinie läßt die Wattform erkennen. Veränderungen ergeben sich unmittelbar aus dem Vergleich des Luftbildes mit früheren Aufnahmen (Abb. 3). Die quantitative topographische Erfassung der Über- und Unterwasserformen des Wattengebietes muß wirtschaftlich durchgeführt werden können und eindeutige, ausreichend genaue Ergebnisse liefern. Hier sollte noch einmal erwähnt werden, daß das Wattengebiet sehr ausgedehnt ist und nur geringe Höhenunterschiede zeigt. Die trockenfallenden Wattflächen sind oft nur mit dem Schiff erreichbar und nur für kurze Perioden zwischen zwei Tidehochwassern zugänglich. Versuche haben gezeigt, daß diese Eigenschaften des Wattengebietes die Brauchbarkeit der Vermessungsverfahren bestimmen. Es sind dies vor allem:

- zur Vermessung der trockenfallenden Wattflächen: Flächennivellement, Luftbilder mit stereophotogrammetrischer Auswertung (versuchsweise), Luftbilder mit Auswertung nach dem Wasserlinienverfahren;

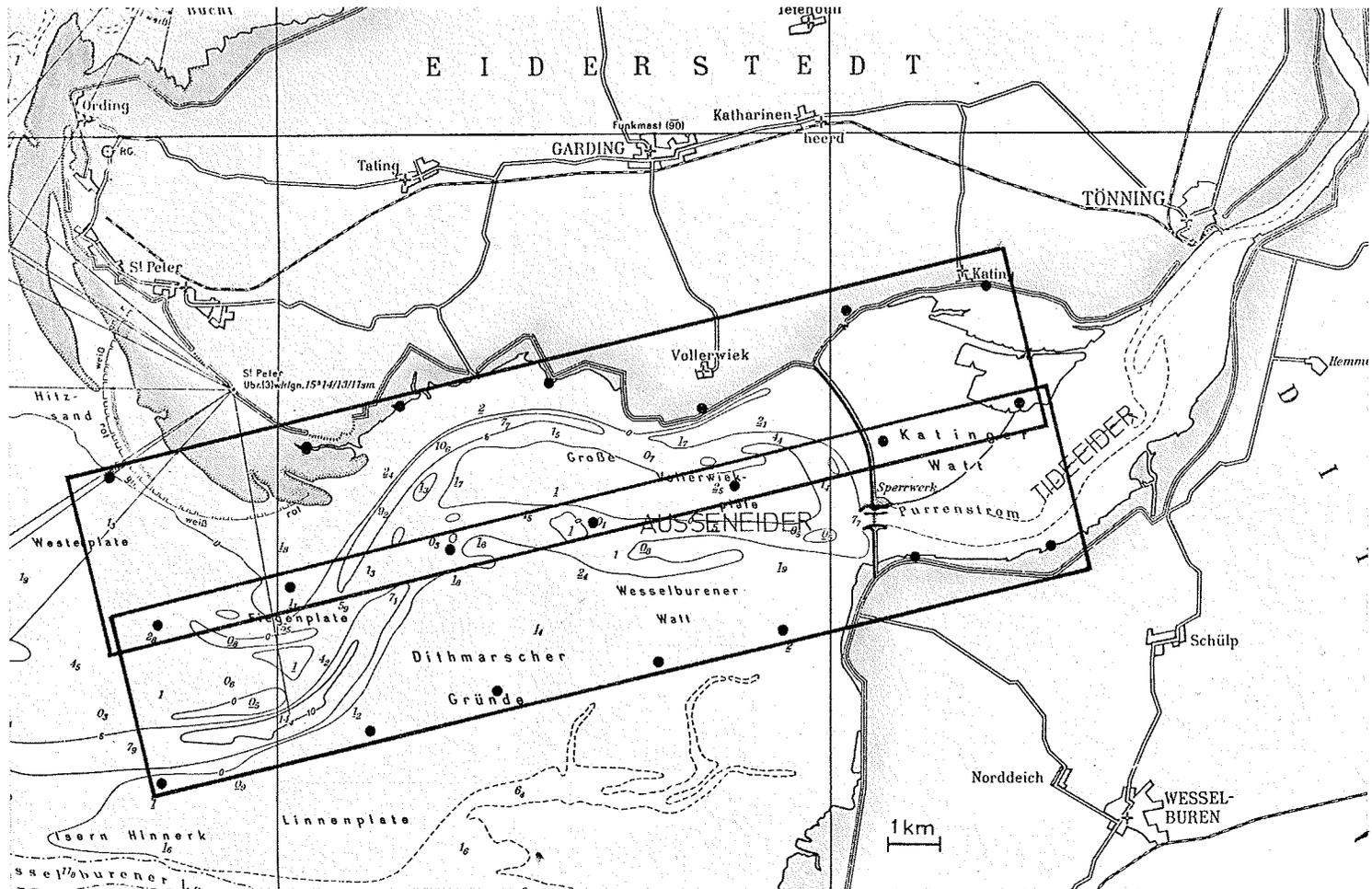


Abb. 2. Eiderabdämmung und Aufnahmegebiet mit Lagepaßpunktsignalen. (Ausschnitt aus der Seekarte D 103; mit freundlicher Genehmigung des Deutschen Hydrographischen Instituts, Hamburg)



Abb. 3. Niedrigwasseraufnahmen des Eiderästuars im September 1966 (oben), März 1972 (Mitte), Mai 1974 (unten). Photos: N. RÜPKE

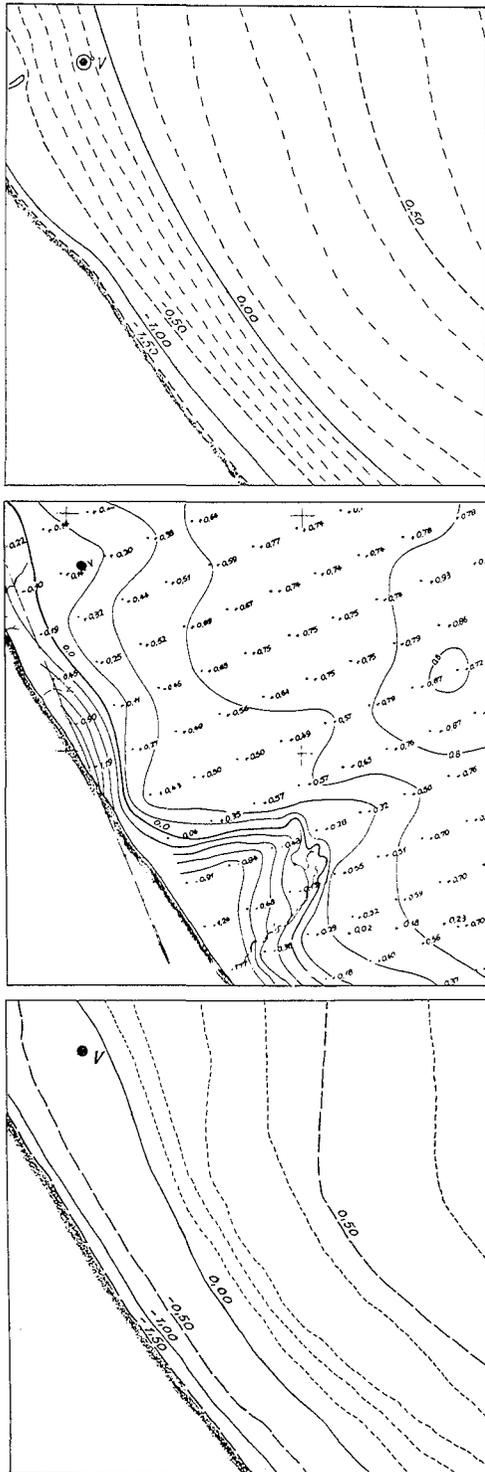


Abb. 4.
Höhenlinien desselben Geländes,
vermessen mit:
Flächennivellement (oben)
Luftbild-Stereophotogrammetrie (Mitte)
Luftbild-Wasserlinienverfahren (unten)

— zur Vermessung der Wattwasserläufe:

Echograph-Tiefenmessung mit zunächst Sextant-Peilung, später Funkortung.

Beim Flächennivellement (100–150 m Punktabstand) hängt die Arbeitsleistung vom ausreichend niedrigen Wasserstand ab. Sie beträgt etwa 0,5 km² pro Tide. Nachteile sind die Abhängigkeit von der Tide und die schlechte Zugänglichkeit der weitläufigen Wattflächen. Läßt man den Zeitfaktor außer Betracht, so sind die gemessenen Höhen sehr genau. Das Flächennivellement läßt sich aber mit vertretbarem Aufwand nicht so schnell durchführen wie sich die Form und Lage einer Wattfläche manchmal ändert. Damit ist es unmöglich, den Gesamtzustand zu einem bestimmten Zeitpunkt zu erfassen und darzustellen. Eine weitere Ungenauigkeit ergibt sich daraus, daß der Verlauf der Höhenlinien nicht eindeutig durch die Höhen einzelner Punkte bestimmt ist (Abb. 4).

Luftbilder mit stereophotogrammetrischer Auswertung ermöglichen ebenfalls keine zuverlässige Wiedergabe der Geländeform des Watts. Die Kontrastlosigkeit und die sehr geringe Geländeneigung machen die eindeutige Auswertung mit dem Stereoplanigraphen oft unmöglich. Außerdem kann eine ungünstige Beleuchtung von feuchten Wattflächen die Grautöne umkehren und die Auswertung dadurch verfälschen. Darüber hinaus ist es auch bei diesem Verfahren nicht möglich, von den Höhen einzelner Geländepunkte einen eindeutigen Verlauf der Konturlinien abzuleiten. Nur durch eine sehr tiefe Befliegung mit vielen zusätzlichen eingemessenen Paßpunkten oder durch eine große Zahl nivellierter Profile läßt sich die Zuverlässigkeit verbessern. Der Aufwand ist nicht vertretbar.

Luftbilder mit Auswertung nach dem Wasserlinienverfahren

Wegen dieser Nachteile suchten wir ein Verfahren, mit dem man die Gestalt des gesamten Untersuchungsgebietes an einem bestimmten Zeitpunkt erfassen konnte und das zuverlässig die Form der Konturlinien liefert. Die Veröffentlichung von JONES und SHORNOB „*Mapping the Low Water Line of the Mississippi Delta*“ (1960) regte uns zu entsprechenden Versuchen an. Inzwischen vermessen wir das Eider-Ästuar alle zwei Jahre nach dem Luftbild-Wasserlinienverfahren.

Das Prinzip besteht darin, daß das zu vermessende Gebiet in kurzen Zeitabständen (etwa alle 15–20 min) von Tideniedrigwasser an aus der Luft photographiert wird, bis alle Wattflächen überflutet sind. Mit jeder Bildserie wird eine andere Wasserlinie erfaßt (Abb. 5). Mit Hilfe der Wasserspiegelhöhen aus Pegelaufzeichnungen werden die Wasserlinien zu horizontalen Höhenlinien umgewandelt. Sie lassen die Wattform erkennen.

Das Aufnahmegebiet in der Eidermündung ist etwa 21 × 6,5 km groß. Die Positionen der Lagepaßpunkte sind auf Abbildung 2 ebenfalls zu erkennen. Zur Entzerrung eines jeden Luftbildes müssen mindestens drei, besser vier, solcher Punkte auf dem Bild sichtbar sein. Der maximale Punktabstand hängt deshalb von der Größe, der Überdeckung und dem Maßstab der Bilder ab. Unsere Punkte sind zwischen 1,7 und 3,2 km voneinander entfernt, was zum Teil durch die Geländeeigenschaften bedingt ist. Die Punktkoordinaten werden nach bekannten Verfahren bestimmt. Die Genauigkeit muß innerhalb der Zeichengenauigkeit im Entzerrungsmaßstab liegen. Die Lagepaßpunkte müssen auf den Bildern eindeutig identifiziert werden können, sowohl bei hellem Sand- als auch bei dunklem Schlickuntergrund. Im Watt gibt es keine ausreichend markanten, natürlichen Punkte. Lagepaßpunkte müssen deshalb durch künstliche Signale markiert werden. Dabei sollte eine Form gewählt werden, die gut zu identifizieren ist und leicht transportabel ausgeführt werden kann. Nach verschiedenen Versuchen verwenden wir jetzt für ein

Lagepaßpunktsignal weiße Blechteller, ϕ 63 cm, in Dreiecksanordnung mit 1,5 m Mittelpunktabstand. Sie stehen hochwasserfrei auf Stahlrohren, die im Boden stecken (Abb. 6). Diese Ausführung ist ausreichend leicht und handlich. Das Aufstellen und Einmessen der 21 bis 23 Punkte dauert unter günstigen Bedingungen weniger als zwei Wochen. Vorhandene markante Punkte auf dem Festland werden als zusätzliche Lagepaßpunkte vermessen.

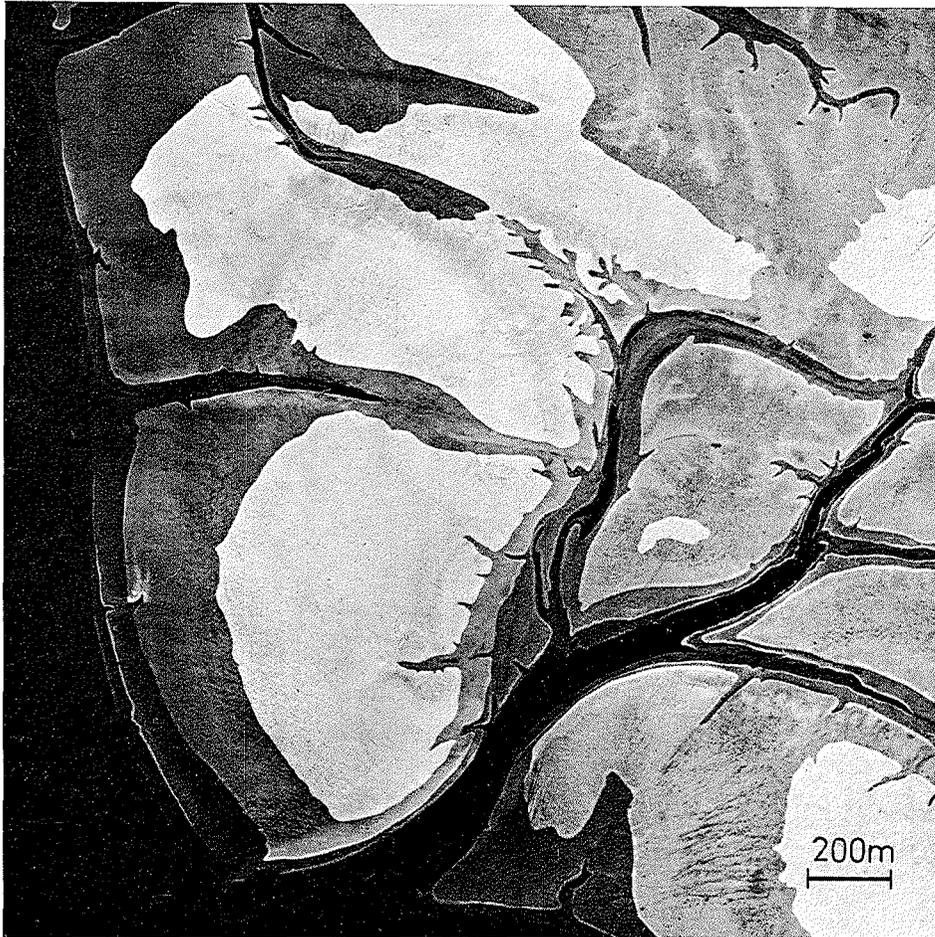


Abb. 5. Die Wasserlinie, photographiert alle 45 Minuten. Photo: N. RÜRKE

Zur Flugvorbereitung gehört auch das Einrichten von Pegeln, da die Wasserspiegelhöhen zur Zeit des Bildfluges bei der späteren Auswertung benötigt werden. Die Abstände werden so gewählt, daß zwischen zwei benachbarten Pegeln ein lineares Wasserspiegelgefälle angesetzt werden kann, ohne daß die Genauigkeit der Auswertung darunter leidet. 5-6 leichte Vertikal-Schreibpegel, Typ Ott R 16, ergänzen deshalb die fünf fest eingerichteten Pegel. Sie lassen sich schnell aufstellen oder umsetzen. Die Pegelstandorte werden trigonometrisch oder polygonometrisch eingemessen. Außerdem werden die Höhen der Pegelnullpunkte durch Nivellement ermittelt. Gleichzeitig damit messen wir die Höhe

der Wattoberfläche auf dem Nivellementsweg. Dadurch erhalten wir zusätzliche Kontrollpunkte, die bei der Auswertung brauchbar sein können.

Die Qualität der Luftbilder hängt nicht zuletzt von Filmart und Kameratyp ab. Unsere Versuche haben die inzwischen bekannten Vorteile des Infrarotfilms bestätigt. Das Wasser ist zu durchsichtig, um auf panchromatischem Film eine klare Abgrenzung zu zeigen. IR-Film dagegen gibt Wasserflächen schon bei wenigen cm Wassertiefe schwarz wieder und unterdrückt Lichtreflexe und leichten Dunst. Allerdings muß der Film

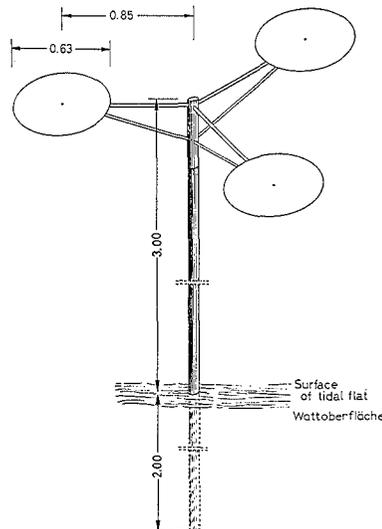


Abb. 6. Lagepaßpunktsignal

dazu sehr genau belichtet und kontrastreich entwickelt werden. Wir verwenden heute den Kodak Aerographic Film Type 5424, Infrarot, 23° DIN. Die Aufnahmen werden mit einer Zeiß-Reihenmeßkammer RMK mit Pleogon-Objektiv gemacht. Die Brennweite beträgt 15 cm, die Bildgröße 23 × 23 cm.

Bei der Wahl des Bildmaßstabes muß ein Kompromiß zwischen Wirtschaftlichkeit und Genauigkeit gefunden werden. Versuche zeigten, daß bei einem Maßstab 1:20 000 und der entsprechenden Flughöhe der immer vorhandene leichte Dunst die Bildqualität beeinträchtigt, selbst bei IR-Film. Am anderen Ende der Skala liefert der Maßstab 1:6000 hervorragende Bilder. Der Aufwand für Lagepaßpunkte und Bildauswertung einer großen Zahl von Aufnahmen machen diesen Maßstab aber unwirtschaftlich. Wir verwenden nun den Maßstab 1:18 000. Das Auflösungsvermögen des Films reicht dann noch für Vergrößerungen auf den Arbeitsmaßstab 1:10 000 aus. Die Längsüberdeckung der einzelnen Bilder beträgt 60–80 %, die Querüberdeckung ca. 20 %.

Der Aufnahmeterrain läßt sich vorher nur grob festlegen. Manchmal braucht man etwas Geduld, bis alle Bedingungen günstig sind. Wegen der Länge der Tage ist die Zeit zwischen April und September am besten. Das Tideniedrigwasser und der Sonnenstand bestimmen den Aufnahmebeginn. Dabei ist zu bedenken, daß der Flug bis zu 4 Stunden dauert. Während dieser Zeit braucht man sonniges, wolkenloses Wetter, damit die Bilder gut werden. Wind ist ungünstig, denn er erzeugt Wellen, die die Eindeutigkeit der Wasserlinie beeinträchtigen. Die direkte Sprechverbindung zwischen Bodentrupp (3

Mann mit flachgehendem Vermessungsboot) und Flugzeugbesatzung ist sehr wichtig. Unmittelbar vor dem Flug überprüft der Bodentrupp die Lagepaßpunktsignale und die Pegel. Über Sprechfunk werden die Pegeluhren mit der Kamerauhrzeit verglichen. Während des Fluges kann der Bodentrupp das Flugprogramm ändern, wenn es das Verhalten der Tide erfordert.

Die Auswertung besteht vor allem in der Entzerrung der Luftbilder und der Konstruktion der Konturlinien.

Nach der Aufnahme der Luftbilder identifiziert und kennzeichnet der Auftraggeber die Lagepaßpunkte auf den Kontaktkopien. Anschließend entzerrt die Luftbildfirma die Bilder mit Hilfe der Lagepaßpunkte und liefert Vergrößerungen auf maßhaltigem Agfa-Correctostat-Karton.

Wie erhalten wir nun die Konturlinien der Wattoberfläche (Abb. 7)? Vorläufige Konturlinien werden konstruiert aus den photographierten Wasserlinien und den Linien gleichen Wasserstandes, die man aus den Pegelaufzeichnungen erhält. Die Wasserlinien und

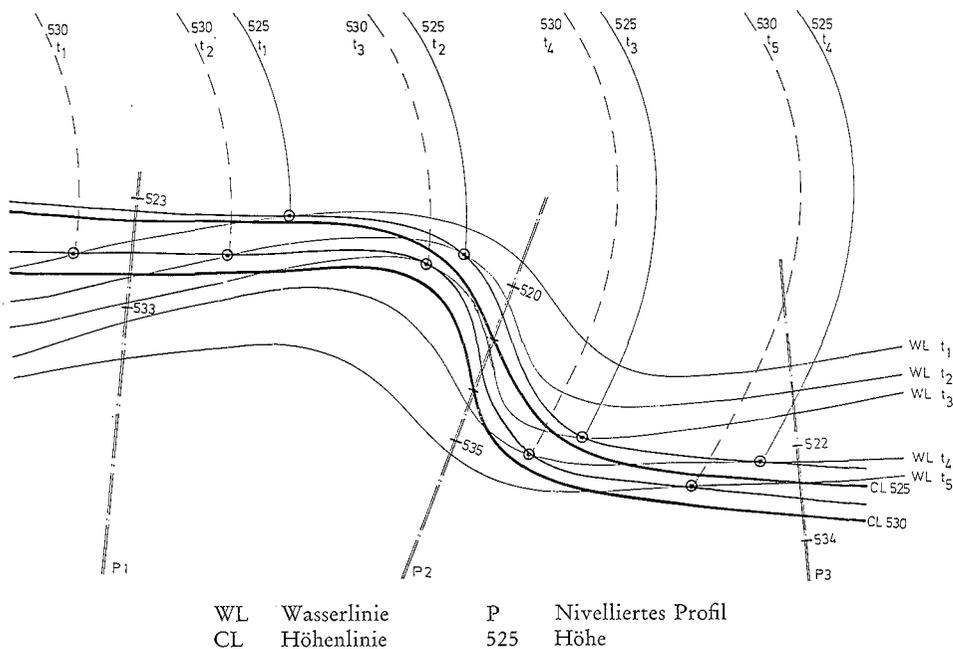


Abb. 7. Schema der Höhenlinienkonstruktion aus:
 - Wasserspiegelnhöhen zu verschiedenen Zeiten t_n ,
 - Wasserlinien zu verschiedenen Zeiten t_n
 - sowie zusätzlichen nivellierten Profilen

die Pegelaufzeichnungen müssen sich jeweils auf dieselbe Zeit beziehen. Ein zum Teil beträchtliches Quergerfälle unmittelbar am Wattsäum ist dabei noch nicht berücksichtigt worden. Es ändert sich laufend, und seine Erfassung wäre sehr aufwendig. Wir umgehen daher die Messung des Quergerfälls und bestimmen die endgültige Lage der Konturlinien statt dessen durch zusätzliche nivellierte Profile. Sie sind etwa 4 km voneinander entfernt, mit Meßpunkten alle 20-50 m. Ihre Aufnahme unmittelbar nach dem Bildflug dauert etwa eine Woche.

Vermessung der Wattwasserläufe

Zu einer vollständigen Beurteilung der Morphologie müssen auch die Unterwasserformen bekannt sein. Sie werden in der herkömmlichen Weise mit Echograph aufgenommen. Das Peilboot fährt dabei entlang den Hyperbeln einer Hi-Fix-Kette. Die Ergebnisse der Tiefenmessung werden ebenfalls in die Arbeitskarten im Maßstab 1:10 000 eingetragen.

Die Wattkarte

Aus den Arbeitskarten werden Wattkarten des Maßstabes 1:25 000 angefertigt. Ihre Ausführung entspricht der der vorhandenen amtlichen Wattkarten. Abbildung 8 zeigt eine Wattkarte der Außeneider (in der Rückentasche des Heftes).

Mit diesen Karten sollte es möglich sein, Materialumlagerungen und Veränderungen des Flutraumes zu verfolgen. Die vorhergesagten Auswirkungen der Abdämmung können mit den tatsächlichen verglichen und Widersprüche untersucht werden. Wenn man hydrologische und geologische Daten zu der morphologischen Geschichte einer derartigen Küste besser in Beziehung bringen kann, so werden vielleicht Zusammenhänge deutlicher, die zu besseren Prognosen und besser fundierten Entscheidungen führen.

Schriftenverzeichnis

- SINDERN, J. und KATHAGE, F.: Das Wasserlinienverfahren (Serien - Einzelbildmessung) - eine neue Art der Wattvermessung. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 6/1966, S. 182-189.
- SINDERN, J. und SCHRÖDER, G. E.: Aerial photographic waterline survey of an estuary, Proceedings of the Fourteenth International Coastal Engineering Conference, ASCE, New York, 1975, pp. 2504-2518.
- KÖNIG, D.: Deutung von Luftbildern des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres, Beispiele und Probleme. Die Küste, Heft 22, Heide, 1972.
- DOLEZAL, R.: Photogrammetrie der Westküste Schleswig-Holsteins. Die Küste, Heft 22, Heide, 1972.

Riesen- und Großrippeln in der Deutschen Bucht und Untersuchungen ihrer Bewegungsvorgänge in einem Testgebiet (Lister Tief)

Von Horst Pasenau und Johannes Ulrich

Summary

In a lot of regions the bottom of the North Sea is covered with large ripple fields, especially in estuaries and tidal channels. A great number of echo sounding profiles (29.500 n. m.) were evaluated to determine the boundaries of these areas and to describe the dimension of patterns. Special investigations of the hydrographic situation, the distribution of deposits and the migration of ripples under the influence of tidal currents only, were carried out in a testing area in the Lister Tief on eleven cruises since 1971.

Unter Verwendung umfangreichen Lotungsmaterials verschiedener im Bereich der deutschen Nordseeküste tätiger Institutionen wurden Bodenformen analysiert, die als Indikatoren für Sandbewegungsvorgänge in der Deutschen Bucht dienen können. Die größten zusammenhängenden Rippelfelder sind in den Ästuarien von Ems, Weser, Jade und Elbe sowie in den Tidekanälen zwischen den der Küste vorgelagerten Inseln, Sänden und Wattflächen zu finden. In einem ausgesuchten Testfeld im Lister Tief, nördlich Sylt, wurde die Verlagerung der Rippeln unter dem Einfluß der Gezeiten über einen Zeitraum von 4 Jahren (1971–1974) hinweg beobachtet und so die Grundlage zu einer Berechnung der Sandbilanz dieses Raumes gelegt.

Der Beitrag, dessen vollständiger Wortlaut in den „Proceedings of the 14th Coastal Engineering Conference“ veröffentlicht wird, fußt im wesentlichen auf Untersuchungen, über die bereits an anderen Stellen berichtet wurde:

- ULRICH, J.: Die Verbreitung submariner Riesen- und Großrippeln in der Deutschen Bucht. Ergänzungsheft zur Deut. Hydrogr. Zeitschr., Reihe B, 14, 1973.
ULRICH, J. und H. PASENAU: Morphologische Untersuchungen zum Problem der tidebedingten Sandbewegung im Lister Tief. Die Küste, 24, 95–112, 1973.

Eine Refraktionsbuhne aus Sand*

Von Alfred Führböter

Summary

As a field experiment at the shore of the city of Westerland/Sylt, an artificial sand groyne was built in 1972 from 680 000 m³ of sand. One year later, these sand masses were grown up to nearly 1,050,000 m³. After a sequence of five heavy storm surges in November and December 1973, still 770,000 m³ could be detected before the shore in 1974. The evaluation of the experiment is continued; the aim of it is to find out whether repeated beach nourishment is more economic than protective works. For this reason the knowledge of the "half decay time" of a beach nourishment is necessary.

Zusammenfassung

Der künstliche Eingriff in das Brandungsgeschehen durch den Bau einer Sandbuhne vor Westerland/Sylt, die sich in ein Sandhöft umformt, hat den erwünschten Erfolg gebracht und bewirkt, daß eine Abbruchstrecke nach einer Sandzuführung von 680 000 m³ oberhalb der Tiefenlinie NN — 4 m nicht verstärkt der Erosion ausgesetzt wurde, sondern nach dem ersten Sturmflutwinter mit 1 050 000 m³ sogar noch Alluvionen von 370 000 m³ erbrachte; erst der zweite Winter mit der ungewöhnlich schweren Sturmflutkette vom Herbst 1973 verminderte diese Massen wieder auf 770 000 m³, was aber immerhin noch 90 000 m³ mehr als unmittelbar nach der Vorspülung sind. Der Schwerpunkt der Massen liegt dabei nach wie vor vor den gefährdeten Uferschutzwerken von Westerland.

Dieser vom Zweck der Vorspülung her erfreuliche Effekt erschwert aber die Vorhersage der künftigen Entwicklung. Die Extrapolation einer Halbwertszeit wie bei den linearen Vorspülungen, wo das Material gleichmäßig auf die zu schützende oder zu erhöhende Uferstrecke verteilt wird, ist z. Z. noch nicht möglich. Aus den bisherigen Ergebnissen kann aber schon jetzt abgesehen werden, daß Strandvorspülungen dieser oder ähnlicher Art wie 1972 vor Westerland in Zukunft interessante wirtschaftliche Alternativen im Ufer- und Küstenschutz darstellen können.

*) Der vollständige Beitrag wird im Rahmen einer größeren Arbeit demnächst in der „KÜSTE“ veröffentlicht werden.

Stabilitätskriterien für Tidebecken

Von Eberhard Renger und Hans-Werner Partenscky

Inhalt

1. Einführung und Problemstellung	63
2. Die morphologische Struktur der Tidebecken	64
3. Mathematisch-empirische Formenanalyse der Wattenmorphologie	65
4. Anwendung der Untersuchungsergebnisse auf den geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn	67
4.1. Geplanter Entwurf der Hafen- und Dammanlagen	67
4.2. Morphologische Änderungen nördlich der Dämme	68
4.3. Morphologische Änderungen südlich der Dämme	70
5. Schlußbetrachtung	72
6. Schriftenverzeichnis	73

Summary

A semi-empirical method has been employed to describe the morphologic structure of tidal basins observed in the German Bight/North Sea. The objective of the study was to determine the vertical distribution of the volume of a tidal basin by analytical expressions.

It could be shown that a well defined relationship exists between the different parameters such as reference area by MLW-contour (O_{MLW}), reference gully-volume (V_{MLW}), characteristic parameter (\bar{a}) of the relative volume-function (V/V_{MLW}) and the area of the tidal basin (E).

The results enable the coastal engineer to predict morphological changes in the tidal basins which must be expected by the construction of greater offshore structures such as dikes and causeways. By comparing the volumes of the tidal basins before and after the construction (new equilibrium), the sand eroded or accreted can be calculated.

The stability criteria obtained by means of the semi-empiric approach were applied to predict morphologic changes to be expected due to a proposed dam to the deep-water harbor Neuwerk/Scharhörn of the city of Hamburg which is to be constructed in the tidal flats of the Elbe estuary.

1. Einführung und Problemstellung

Größere bauliche Eingriffe im Tidegebiet mit überwiegend alluvialen Oberflächensedimenten führen i. a. zu Veränderungen des Tideregimes. Die unmittelbar nach Errichtung eines Bauwerkes, z. B. eines Dammes, veränderten hydrologisch-hydrodynamischen Verhältnisse haben zwangsläufig eine Veränderung der Morphologie zur Folge. Dabei beeinflussen sich die Bewegungsgrößen und die Formzustände so lange gegenseitig, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat.

Die den Küsteningenieur betreffenden Fragestellungen beziehen sich somit im wesentlichen einmal auf die Abschätzung der hydraulischen Veränderungen unmittelbar nach der Errichtung des Bauwerkes und zum anderen auf die Prognose über den zu erwartenden neuen Gleichgewichtszustand. Für die speziellen Verhältnisse in der inneren Deutschen Bucht der südöstlichen Nordsee mit ihren besonders ausgeprägten, breiten Wattengebieten sind die morphologischen Veränderungen von besonderer Bedeutung. Hier interessiert aber neben den Veränderungen der Rinnenquerschnitte vor allem auch die zu erwartende

Materialbilanz der durch den baulichen Eingriff veränderten Wattengebiete. Es handelt sich dabei um diejenige Menge an Sand, die sich durch Erosion oder Sedimentation bis zum Erreichen des zukünftigen Gleichgewichtszustandes voraussichtlich umlagern wird.

Die vorliegende Abhandlung befaßt sich im wesentlichen mit einer mathematisch-empirischen Beschreibung des morphologischen Gleichgewichtszustandes von Tidebecken, wie sie in der Deutschen Bucht zwischen Holland und Dänemark anzutreffen sind. Diese ersten ermittelten Gleichgewichtsbeziehungen werden dann am Beispiel des geplanten Tiefwasserhafens Neuwerk/Scharhörn der Freien und Hansestadt Hamburg zur Berechnung von Sandbilanzen herangezogen.

Im Unterschied zu den Ansätzen, die auf der Sedimentbewegung aufbauen, werden hier die Vertikalstrukturen der Volumina zweier Gleichgewichtszustände miteinander verglichen und die zu erwartende Volumenänderung (gemessen in m^3) berechnet.

2. Die morphologische Struktur der Tidebecken

Die Wattengebiete sind durch die Gesamtheit aller hydraulischen Einwirkungen auf natürliche Weise verhältnismäßig stark gegliedert. Sie werden für morphologische Untersuchungen derart in Wateinzugsgebiete/Tidebecken unterteilt, daß jeder Wattwasserlinie die umgebenden Fluträume bis zur Uferlinie oder bis zur topographischen Watthöhenscheide zugeordnet werden. Diese Begrenzungen können in fast allen Fällen eindeutig aus der Wattgrundkarte abgelesen werden. Die Begriffe Wateinzugsgebiet und Tidebecken werden hier nebeneinander benutzt.

Es wird angenommen, daß die topographische Wathöhenscheide im Mittel gesehen näherungsweise mit der hydraulischen Wattwasserscheide identisch ist. Aus diesem Grunde können aus der so berechneten Volumenstruktur in erster Näherung auch das Tidevolumen und die Tidewassermenge innerhalb einer geringen Fehlergrenze von nur wenigen Prozenten ermittelt werden.

Neben der Höhenlage charakteristischer Tidewasserstände (z. B. des MThw und des MTnw) ist die Größe des Tidevolumens in den Wattengebieten kennzeichnend für ein Tidebecken. Übereinstimmend haben verschiedene Untersuchungen von Gleichgewichtszuständen im Tidegebiet gezeigt, daß eine eindeutige, empirische Beziehung zwischen einem charakteristischen Durchflußquerschnitt und dem zugehörigen, stromaufwärts gelegenen Tidevolumen bzw. der Größe des Wateinzugsgebietes besteht (BRUNN u. GERRITSEN, 1958, HENSEN, 1971, O'BRIEN, 1969, RODLOFF, 1970, WALTHER, 1972).

Die stark zergliederte Morphologie der Wattengebiete erfordert für die Bestimmung charakteristischer Formgrößen (z. B. Volumina, vertikale und horizontale Schnittflächen, charakteristische Längen, Breiten und Tiefen) jedoch eine Abkehr von der im Fluß- und Kanalbau üblichen Querschnittsbetrachtung. Erste Voruntersuchungen zeigten, daß die Bestimmung der Volumina durch numerische Integration der Querschnitte verfahrensmäßig nicht ohne größere Fehler durchführbar ist. Die Hauptursache ist in dem verhältnismäßig starken Richtungswechsel und den Verzweigungen der Priele und Wattströme zu suchen (verschwenkte Durchflußquerschnitte, gekrümmte Volumensegmente).

Aus diesem Grunde wurde für die Wahl der morphologischen Eingangsgrößen vom bisher üblichen Verfahren der vertikalen Querschnittsflächen zum Verfahren der horizontalen Schichtflächen übergegangen. Damit entfällt vor allen Dingen auch der subjektive Spielraum bei der Bestimmung der Eingangsgrößen für die Formenanalyse. Die Verfahrensgenauigkeit wird somit hauptsächlich nur noch von der Planimetriergenauigkeit beeinflusst.

3. Mathematisch-empirische Formenanalyse der Wattenmorphologie

Nach Abgrenzung der Tidebecken in den Wattgrundkarten (Arbeitsmaßstab i. a. 1:10 000) wurden die durch die geodätischen Höhenlinien und die oben definierten Grenzen des Tidebeckens umrissenen „Niveaulächen“ planimetrisch ermittelt. Sie unterliegen einer charakteristischen Vertikalverteilung innerhalb des Tidebeckens (s. Abb. 1 a) und dienen der im Mittelpunkt des Verfahrens stehenden Ermittlung der Volumen-Summenkurve (RENGER, 1974).

Die Volumen-Summenkurve auf Abbildung 1 b wird durch numerische Integration der als Eingangsgrößen verwendeten Niveaulächen ermittelt. Sie wird für eine mathema-

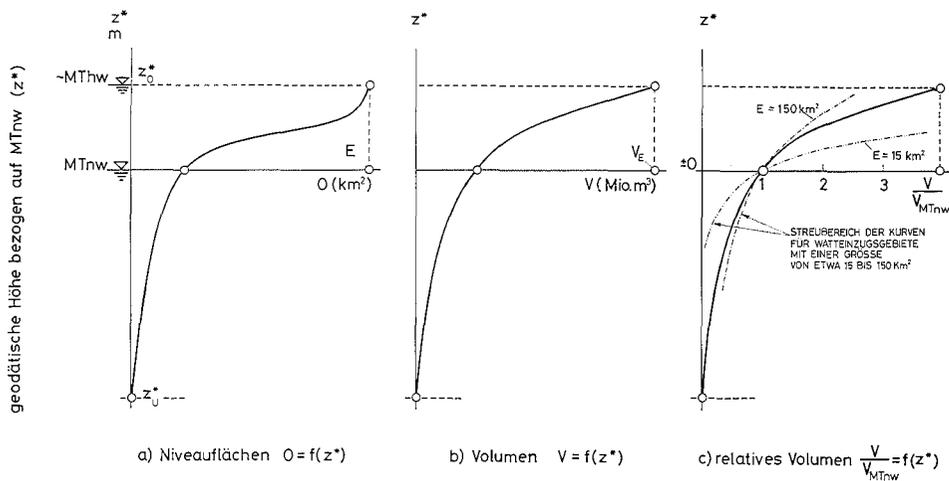


Abb. 1. Typisches Beispiel der morphologischen Vertikalstruktur von Tidebecken in der Deutschen Bucht

tische Approximation zweckmäßigerweise dadurch normiert, daß sie nach Bezug auf das Referenzvolumen bei MTnw ($z^* = 0$) in dimensionslose Form gebracht wird (Abb. 1 c).

Diese relative Volumenstruktur eines Tidebeckens streut für unterschiedlich große Gebiete etwa innerhalb den auf Abbildung 1 c angegebenen Begrenzungslinien. Als kennzeichnender Kurvenparameter wurde zunächst die Flächengröße des Wattenzugsgebietes/Tidebeckens (E in km^2) ausgewählt. Diese Einflußgröße kann den Charakter einer Randbedingung annehmen, wenn nämlich – wie im nachfolgenden Anwendungsbeispiel – die Begrenzungen eines Tidebeckens durch bauliche Eingriffe (wie z. B. durch Dämme) teilweise durch Menschenhand künstlich und damit fest vorgegeben werden.

Als charakteristische hydrologische Kennwerte wurden die Mittelwerte der Tideniedrigwasserstände (MTnw) jeweils am Prielanfang an der seeseitigen Begrenzung der Wattenzugsgebiete/Tidebecken mit in die Untersuchungen einbezogen.

Durch die Festlegung des Bezugsniveaus bei MTnw wird die Untersuchung der Abhängigkeit der morphologischen Bezugsgrößen (Niveauläche O_{MTnw} und Referenzvolumen V_{MTnw}) von der Größe des Wattenzugsgebietes/Tidebeckens (E) erforderlich. Die Niveauläche (O_{MTnw}) ergibt sich als Funktion der Gesamtgröße des Tidebeckens (E) zu (s. Abb. 2)

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

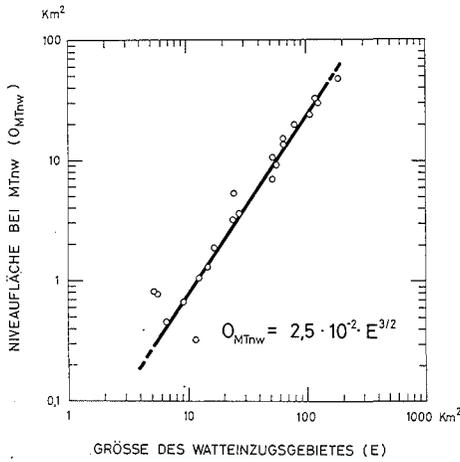


Abb. 2

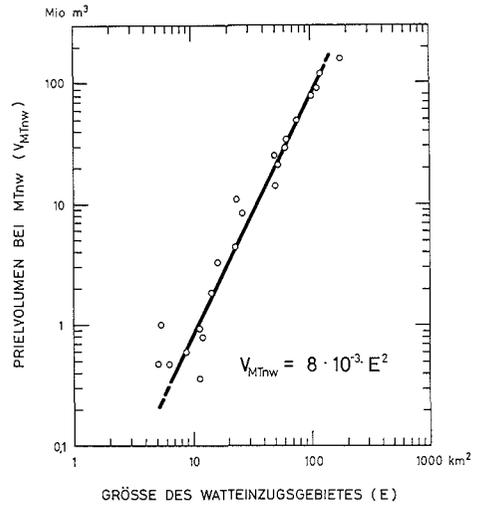


Abb. 3

Desgleichen können die Werte für das Referenzvolumen (V_{MTHW}) (Prielvolumen) in Abhängigkeit von der Größe des Tidebeckens (E) durch eine Potenzfunktion der folgenden Form angenähert werden (s. Abb. 3)

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

(alle Volumina in 10^6 m^3 , alle Flächenwerte in 10^6 m^2).

Als mathematische Näherungsfunktion für die relative Volumenkurve (vgl. Abb. 1 c) wurde in erster Näherung ein Ansatz durch die allgemeine logarithmische Funktion

$$z^* = \log_{\bar{a}}(V/V_{MTHW}) \quad (3)$$

gewählt, die sich besonders gut im Bereich $z^* \geq 0$, also im Bereich des Tidehubes, den ermittelten Volumenfunktionen anpaßt. Für jedes Wateinzugsgebiet/Tidebecken ergibt sich entsprechend dem Kurvenverlauf eine unterschiedliche logarithmische Basis (\bar{a}) für die Approximation nach Gleichung (3), die ihrerseits als kennzeichnender Kurvenparameter wiederum eine Funktion der Größe des Tidebeckens (E) ist (Abb. 4).

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

Die Ergebnisse der Abbildung 4 und teilweise auch Abbildung 3 zeigen, daß die Zu-

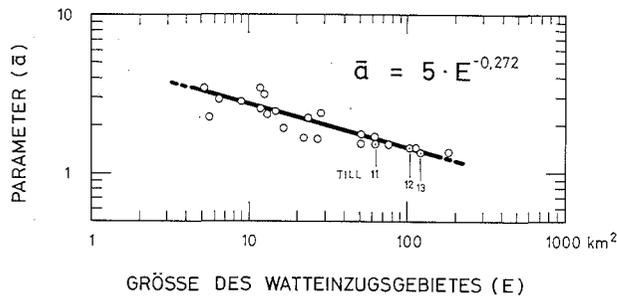


Abb. 4

nahme des Volumens (V) mit der Tiefe (z^*) eine eindeutige Funktion der Größe des Tidebeckens ist. Bei Verwendung der Gleichungen (2), (3) und (4) läßt sich die vertikale Volumenverteilung auch wie folgt darstellen:

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

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

Damit ist die Möglichkeit gegeben, bei Veränderung der Größe eines Tidebeckens (E) durch bauliche Maßnahmen zu einer Abschätzung der morphologischen Veränderungen (Volumenänderung) in diesem Wattbereich zu kommen. Eine quantitative Voraussage über die zu erwartenden Sandumlagerungen läßt sich dann durch Gegenüberstellung der Volumina des heute bestehenden Zustandes und des berechneten zukünftigen Gleichgewichtszustandes treffen.

Die Korngrößenverteilung des Bodenmaterials konnte noch nicht mit berücksichtigt werden. Dabei kann allerdings vorausgesetzt werden, daß die Korngrößenverteilung des Sohlenmaterials in den untersuchten Tidebecken der inneren Deutschen Bucht annähernd die gleiche ist. Das gleiche gilt auch für den Tidehub, der im Bereich der untersuchten Wattengebiete die annähernd gleiche Größenordnung von i. M. 3 m ($\pm 0,5$ m) aufwies. Ein direkter Einfluß des Tidehubes konnte bei dem hier angewendeten Verfahren deshalb bisher noch nicht nachgewiesen werden.

4. Anwendung der Untersuchungsergebnisse auf den geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn

4.1. Geplanter Entwurf der Hafen- und Dammanlagen

Im nachfolgenden Abschnitt sollen die generellen Untersuchungsergebnisse über die Stabilität von Wattenzugsgebieten bzw. Tidebecken auf die betreffenden Probleme beim geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn der Freien und Hansestadt Hamburg angewendet werden.

Dieser Hafen soll in den südlichen Wattenflächen des Elbeästuars bei den Nordseeinseln Neuwerk und Scharhörn errichtet werden (Abb. 5) (PARTENSKY und RENGER, 1974).

Das umliegende Industriegelände von etwa 12 km² Größe soll durch einen Damm mit dem Festland an der niedersächsischen Küste verbunden werden. Abbildung 6 zeigt den generellen Entwurf für den geplanten Hafen mit verschiedenen Alternativen für die Linienführung der Dämme. Darüber hinaus vermittelt diese Abbildung einen Eindruck von der Morphologie der Wattengebiete im heute bestehenden Zustand.

Dieses Projekt wurde in einem hydraulischen Tidemodell mit fester Sohle im FRANZIUS-INSTITUT der Technischen Universität Hannover untersucht. Damit sollten vor allem die zu erwartenden Änderungen der Tidecharakteristik infolge der geplanten Baumaßnahmen ermittelt werden (Modellgrenze auf Abb. 5).

Die sehr wesentliche Frage nach den zu erwartenden morphologischen Veränderungen der Wattengebiete beiderseits der geplanten Dämme von insgesamt etwa 200 km² Größe konnte erwartungsgemäß anhand der Modelluntersuchungen nicht beantwortet werden. Demgegenüber ermöglichte jedoch die Anwendung der morphologischen Untersuchungsergebnisse eine Abschätzung der Sandbilanzen als Volumendifferenz zwischen dem bestehenden und dem zu erwartenden Gleichgewichtszustand. Dabei wird voraus-

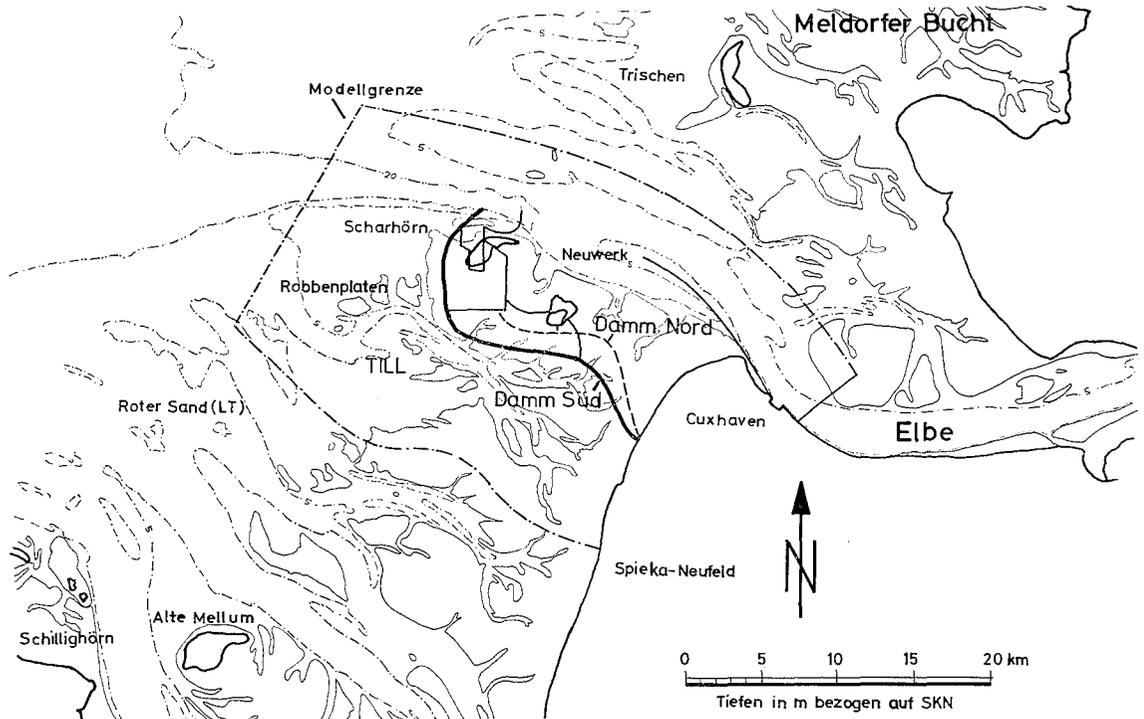


Abb. 5. Watteinzugsgebiete und Wattstromsysteme in der Deutschen Bucht. Genereller Entwurf des Tiefwasserhafens Neuwerk/Scharhörner der Freien und Hansestadt Hamburg

gesetzt, daß ein bestehender Gleichgewichtszustand infolge der Baumaßnahmen gestört wird und einem neuen Gleichgewichtszustand zustrebt.

4.2. Morphologische Änderungen nördlich der Dämme

Aus verschiedenen Gründen wurde die südliche Dammtrasse (Abb. 6, Variante C) für den endgültigen Entwurf ausgewählt.

Durch den Hauptdamm werden die drei nördlich gelegenen Watteinzugsgebiete Buchtloch, Eitzenbalje und Hundebalje um etwa 50 % ihrer bisherigen Fläche vergrößert. Das hat zwangsläufig auch eine der neuen Gebietsgröße entsprechende Vergrößerung des Volumens und damit Erosionstätigkeit zur Folge. Man darf schließlich sogar annehmen, daß ein gewisser Teil dieser Sandmengen mit den Tideströmungen über die seeseitigen Begrenzungslinien der Watteinzugsgebiete hinaus in die bedeutende Schiffsstraße Elbe transportiert wird.

Um dies zu verhindern, wurden einige Nebendämme in der Nähe der heute bestehenden Wattwasserscheide vorgesehen. Auf diese Weise kann die Gefahr zusätzlicher Sandeintreibungen aus den nördlichen Wattengebieten in die Elbe infolge der Gleichgewichtsumbildungen so gering wie möglich gehalten werden.

Abb. 6. Topographie des Neuwerker Watts (1966). Watteinzugsgebiete mit 4 Varianten der Dammtrassen zum geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörner



Die Teilzeilen
des Elbe werden
sicher durch den
Plan entnommen.

Abb. 6

4.3. Morphologische Änderungen südlich der Dämme

Infolge der geplanten Dämme der Variante C (Abb. 6) wird die Fläche des Watteinzugsgebietes Till südlich des Dammes beträchtlich verkleinert. Abbildung 7 zeigt eine vereinfachte Systemskizze des Neuwerker Watts. Das Watteinzugsgebiet der Till wird durch die strichpunktierte Linie umrissen. Dabei geben die gepunkteten Linien die verschiedenen untersuchten seeseitigen Begrenzungen wieder (bezeichnet mit [11], [12] und [13]). Der Verlauf der Rinnen und Priele wird durch die SKN-Linie (entspricht etwa MTnw) angedeutet.

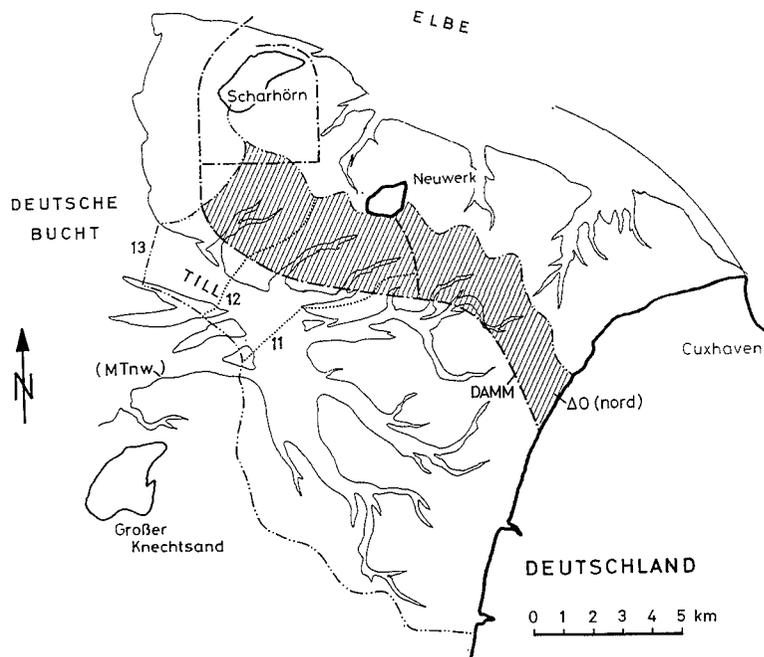


Abb. 7. Vereinfachte Skizze des Neuwerker Watts. (Die Fläche des Watteinzugsgebietes Till wird durch die strichpunktierte Linie umrissen)

Das Gebiet des Tidebeckens Till wird um einen Teil seiner nördlichen Prielausläufer von etwa 120 km² auf rund 90 km² verkleinert (schraffierte Fläche auf Abb. 8 d). Eine solche Gebietsverkleinerung hat erwartungsgemäß eine Schrumpfung des Volumens zur Folge. Das bedeutet, daß mit Sedimentation in den betreffenden Priele gerechnet werden muß.

Die Diagramme auf Abbildung 8 zeigen in der Vertikalen jeweils lagegetreu die geodätische Höhe (z^*), bezogen auf das Referenzniveau bei MTnw. Auf der rechten Seite (Abb. 8 c) ist die relative Volumenverteilung für drei oben erwähnte unterschiedliche seeseitige Begrenzungen (11), (12) und (13) wiedergegeben. Die zugehörigen kennzeichnenden Parameter (\bar{a}) der logarithmischen Näherungsfunktion sind durch die entsprechenden Zahlen auf Abbildung 4 gekennzeichnet. Die betreffenden Punkte (11), (12) und (13) folgen der allgemeinen Tendenz der Ausgleichsfunktion auch für unterschiedliche seeseitige Begrenzungen recht gut. Diese gute Übereinstimmung ermöglicht eine verhältnismäßig freie Wahl der seeseitigen Begrenzung für den Berechnungsfall innerhalb der gefundenen Gesetzmäßigkeiten.

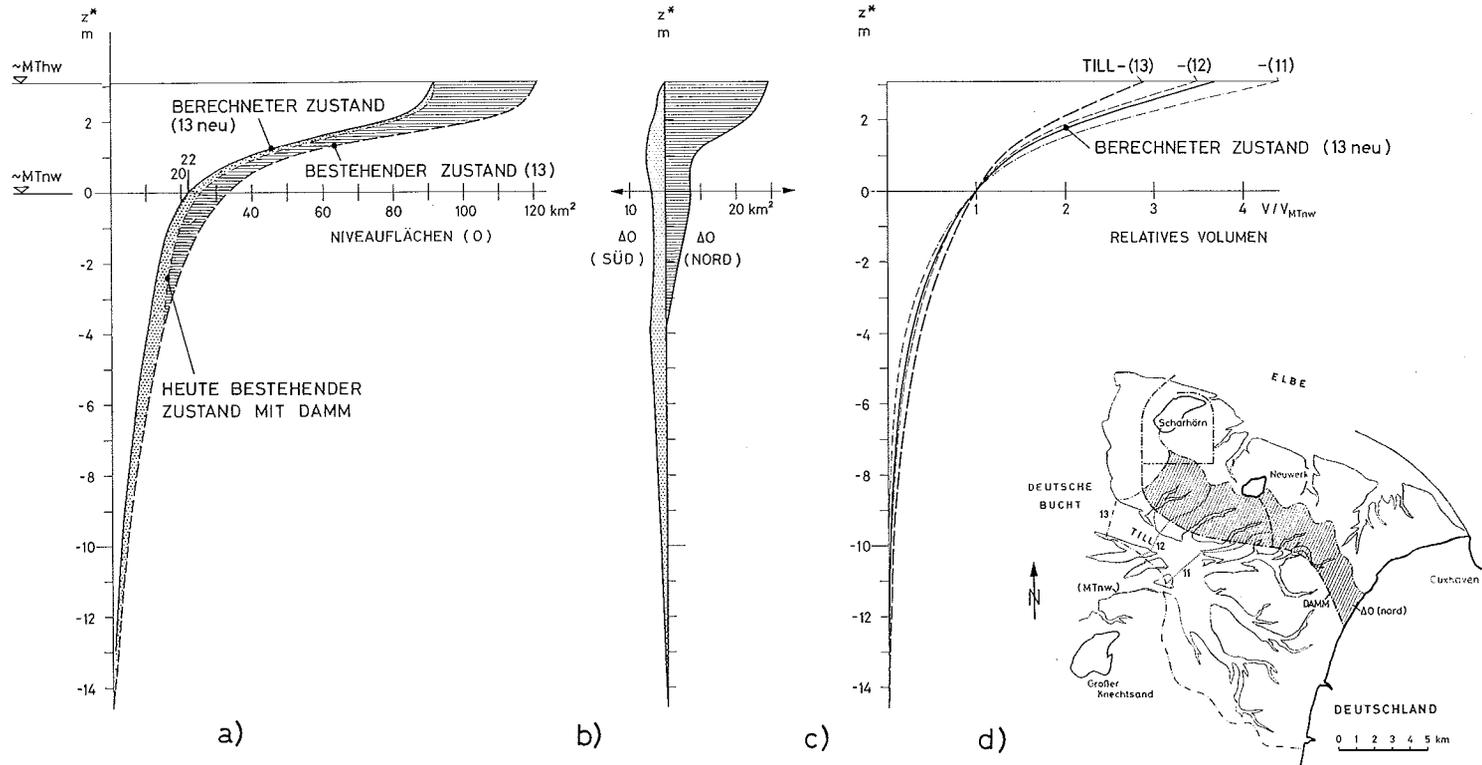


Abb. 8. Berechnungsergebnisse für die zu erwartenden morphologischen Veränderungen des Watteinzugsgebietes TILL in der Deutschen Bucht infolge der geplanten Dammbauten

Für die reduzierte Till innerhalb der Grenze (13) läßt sich anhand der abgeleiteten Gleichungen und durch Interpolation zwischen den Kurven (11), (12) und (13) die Verteilungskurve (13 neu) des relativen Volumens ermitteln (Abb. 8 c). Die zugehörige Niveauflächenverteilung für den zu erwartenden Gleichgewichtszustand der reduzierten Till gibt die Kurve (13 neu) auf Abbildung 8 a wieder. Diejenige des heute bestehenden Zustandes ist mit (13) gekennzeichnet.

Der mittlere Teil der Graphik (Abb. 8 b) zeigt nach rechts aufgetragen die Verteilung der Niveauflächen $\Delta 0$ (Nord) des durch den Damm abgetrennten Teiles des Tidebeckens Till. Diese Schichtflächen wurden den nördlichen Watteinzugsgebieten zugeschlagen und mußten daher von den südlichen des heute bestehenden Zustandes der Till subtrahiert werden. Die verbleibende Ausgangsverteilung der Niveauflächen unmittelbar nach Errichtung der Dämme ist durch die Kurve „Heute bestehender Zustand mit Damm“ gegeben (Abb. 8 a).

Die Vertikalverteilung der Niveauflächen-Schrumpfung ist durch die gepunktete Fläche dargestellt (Abb. 8 b, $\Delta 0$ [Süd]).

Diese Verteilung wurde durch Subtraktion der Niveauflächenverteilung des „berechneten Zustandes (13 neu)“ von derjenigen des „bestehenden Zustandes mit Damm“ ermittelt. Die gepunktete Fläche auf Abbildung 8 a bzw. Abbildung 8 b stellt ein Maß für die berechnete Schrumpfung des Tidebeckens Till dar. Innerhalb der angegebenen Begrenzung (13) des reduzierten Tidebeckens Till wird mit einer Versandung von etwa 38 Mio. m³ gerechnet. Dabei wird der Hauptanteil der Sandablagerung voraussichtlich in den tieferen Bereichen unmittelbar südlich des geplanten Dammes zu erwarten sein.

5. Schlußbetrachtung

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

Von der bisher weitgehend üblichen zweidimensionalen Erfassung des Prieles (Querschnittsflächen) wurde zu einer dreidimensionalen Erfassung des Tidebeckens übergegangen.

Für die formbeschreibenden Größen der Niveauflächen und des Volumens bei Mitteltideniedrigwasser und die Vertikalverteilung des 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 des heute bestehenden Zustandes und den nach dem baulichen Eingriff zu erwartenden Volumina des neuen Gleichgewichtszustandes lassen sich quantitative Aussagen über die zu erwartenden Sandumlagerungen in einem bestimmten Gebiet 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 Oberflächensedimentes sowie den Einfluß des Tideverlaufes beschreiben.

6. Schriftenverzeichnis

1. BRUUN, P. and GERRITSEN, F.: "Stability of Coastal Inlets". J. Waterways Harbors Division, ASCE, 84, WW3, Paper No. 1644 (May 1958).
2. HENSEN, W.: „Ausbau der seewärtigen Zufahrten zu den deutschen Nordseehäfen. A. Die wissenschaftlichen Aspekte.“ HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen. 108. Jahrgang, 1971, Nr. 15.
3. O'BRIEN, M. P.: "Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts." Journal of the Waterways and Harbours Division. Proc. of the American Society of Civil Engineers. Vol. 96, No. WW1, 1969.
4. PARTENSKY, H.-W. und RENGER, E.: „Modelluntersuchungen für den geplanten Tiefwasserhafen Neuwerk/Scharhörn.“ Schiff & Hafen, Heft 5/1974, 26. Jahrgang, S. 447 bis 456.
5. RENGER, E. und PARTENSKY, H.-W.: „Stabilitätsverhalten von Wateinzugsgebieten.“ Die Küste, H. 25, 1974.
6. RENGER, E.: „Untersuchungen von Wateinzugsgebieten.“ Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, Heft 40, 1974.
7. RENGER, E. and PARTENSKY, H.-W.: "Stability Criteria for Tidal Basins." Proc. of the 14th Coastal Engineering Conf. 1974.
8. RODLOFF, W.: „Über Wattwasserläufe.“ Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 34, 1970.
9. WALTHER, Fr.: „Zusammenhänge zwischen der Größe der ostfriesischen Seegaten mit ihren Wattgebieten sowie den Gezeiten und Strömungen.“ Jahresbericht 1971. Bd. XXIII der Forschungsstelle Norderney der Niedersächsischen Wasserwirtschaftsverwaltung. 1972.

Wellentransmission an Schlitzwänden

Von Joachim Grüne und Sören Kohlhase

Inhalt

1. Einführung	74
2. Definitionen und Bezeichnungen	75
3. Versuchseinrichtungen und Versuchsdurchführung	76
4. Versuchsergebnisse	77
4.1. Ergebnisse für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$)	78
4.2. Ergebnisse für Wellenangriffsrichtungen $0^\circ < \beta \leq 90^\circ$	79
5. Schriftumsüberblick und Diskussion	80
6. Zusammenfassung	82
7. Schriftenverzeichnis	82

Summary

This paper deals with the wave transmission through a vertical, slotted wall. In an experimental study the transmission coefficient has been investigated as a function of the shape of the wall elements (rectangular shape and H-beam shape), of the ratio of solid wall to total wall length (wall-element ratio) and of the wave approach direction.

The test results for a wave direction perpendicular to the wall are compared with previous investigations and theoretical derivations. For an oblique wave approach the test results are described by a semi empirical formula. This formula, combined with a theoretical solution for perpendicular wave approach, is used to describe the transmission coefficient for any angle of wave approach.

1. Einführung

Zur Lösung bestimmter Aufgaben des See- und Hafenausbaus kann manchmal ein Bauwerk erforderlich werden, das zum einen teildurchlässig ist, um nur in geringem Maße die Strömungsverhältnisse im Planungsgebiet zu beeinflussen und um Sedimentationsproblemen zu begegnen, das aber zum anderen einen hinreichenden Schutz gegen Wellenangriff bietet. Ein derartiges Bauwerk kann z. B. eine vertikal geschlitzte Wand sein.

Der physikalische Vorgang, wenn eine Welle eine Wand mit senkrechten Schlitz durchläuft, ist schematisch in Abbildung 1 dargestellt. Der Energiehaushalt ergibt sich wie folgt:

$$E_I = E_T + E_R + E_V$$

- mit E_I = Wellenenergie der anlaufenden Welle
 E_T = Energie der durchlaufenden (transmittierten) Welle
 E_R = Energie der reflektierten Welle
 E_V = Energieverlust (-umwandlung) an der Wand

Der Dämpfungsgrad kann allein durch die transmittierte Wellenenergie im Vergleich zur Energie der anlaufenden Welle beschrieben werden oder aber (anstelle eines Energievergleichs) durch einen Vergleich der Wellenhöhen vor und hinter dem Bauwerk.

Das Ziel der Untersuchungen, über die hier berichtet wird, besteht darin, den Dämp-

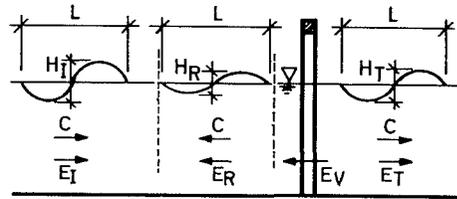


Abb. 1. Wellendurchgang an einer Schlitzwand

fungungsgrad, d. h. den Transmissionskoeffizienten für vertikal geschlitzte Wände zu bestimmen unter Berücksichtigung folgender Einflüsse:

1. Verbauungsgrad der teildurchlässigen Wand, d. h. Verhältnis des undurchlässigen Teils der Wand zur Gesamtfläche
2. Form der Wandelemente
3. Wellenangriffsrichtung.

2. Definitionen und Bezeichnungen

Der Transmissionskoeffizient wurde – wie allgemein üblich – als Verhältnis der transmittierten Wellenhöhe zur Höhe der anlaufenden Welle definiert. Es ist also

$$K_T = \frac{H_T}{H_I}$$

Es war bei den Messungen und Auswertungen zu berücksichtigen, daß die Wellenhöhe hinter der Schlitzwand, bedingt durch die Geometrie des Beckens hinter der Wand, durch Diffraktion beeinflusst wird. Die transmittierte Wellenhöhe mußte daher direkt hinter der Schlitzwand bestimmt werden, wie in Abbildung 2 gezeigt ist. Abbildung 2 zeigt weiter einige mögliche Anordnungen einer Schlitzwand, die mit anschließenden, undurchlässigen Wänden kombiniert wurde.

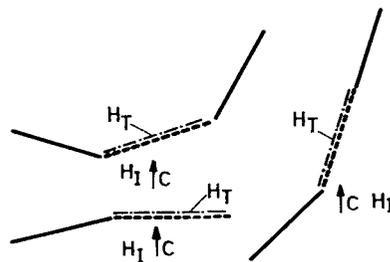


Abb. 2. Definition der durchlaufenden Welle H_T

Die Öffnungen in der Wand erstreckten sich über die ganze Wassertiefe (Abb. 1). Das Verbauungsverhältnis W kann daher definiert werden (Abb. 3) als

$$W = \frac{b}{e}$$

Die Größe b ist die Breite eines einzelnen Elements; e ist der Abstand der Mittellinien zweier benachbarter Elemente. $100 \times W$ gibt das relative Verbauungsverhältnis in % an.

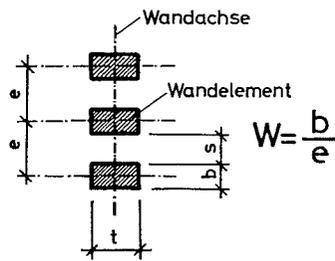


Abb. 3. Bezeichnungen der Wandelemente

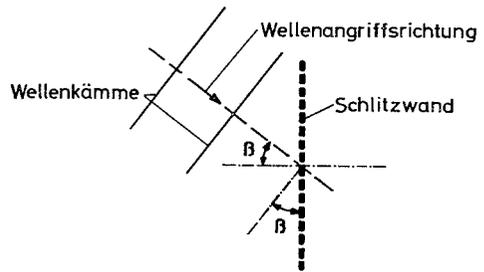


Abb. 4. Definition der Wellenangriffsrichtung

Der Wellenangriffswinkel β wurde, wie in Abbildung 4 angegeben, als Winkel zwischen Wellenkamm und Wand definiert.

3. Versuchseinrichtungen und Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in einem Wellenbecken mit einer Breite von 6,7 m, einer Länge von 35 m und einer Tiefe von 0,5 m durchgeführt (Abb. 5). Das Becken war mit einer Plattenwellenmaschine für monochromatische Wellen ausgestattet, die eine aus Translation und Rotation zusammengesetzte Bewegung erlaubte. Die oberen und unteren Auslenkungen der Platte konnten mit zwei Exzentrisscheiben unabhängig voneinander eingestellt werden, um die Verteilung der horizontalen Komponenten der Orbitalgeschwindigkeiten der Welle für jede gewünschte Wellenhöhe und -periode optimal annähern zu können.

Auf der einen Seite der Schlitzwand wurde eine Wellendämpfung (Böschung) angeordnet, so daß hinter der Schlitzwand ein Ausbreitungsbecken entstand. Auf der anderen

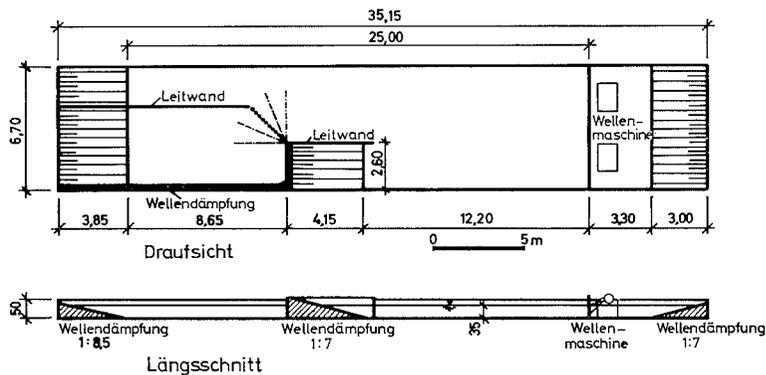


Abb. 5. Versuchseinrichtung

Seite der Schlitzwand wurde die anlaufende Welle von der durchlaufenden Welle durch eine bewegliche, undurchlässige Leitwand getrennt. Für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$) wurden auf beiden Seiten Leitwände angeordnet. Die Wellenrichtung wurde schrittweise geändert; die Versuchsreihen umfaßten $\beta = 0^\circ, 45^\circ, 67,5^\circ$ und 90° .

Die Formen und Abmessungen der Wandelemente sind in der folgenden Abbildung angegeben:

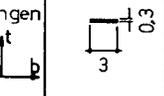
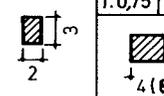
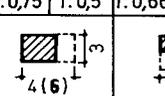
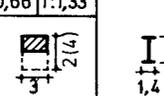
Form der Wandelemente	rechteckig b:t = 1:0,1	rechteckig b:t = 1:1,5	rechteckig b:t =	rechteckig b:t =	H(Doppel-T) b:t=1:2
Abmessungen [cm]			1:0,75 1:0,5 	1:0,66 1:1,33 	
W	0,5 0,6 0,75	0,4 0,5 0,68	0,68	0,6 0,75	0,425 0,61

Abb. 6

Jede Versuchsserie (mit gleichbleibender Wellenrichtung β , vorgegebener Form und konstantem Verbauungsverhältnis) umfaßte etwa 12 Versuche mit jeweils unterschiedlichen Wellenkennwerten. Diese Wellenparameter wurden schrittweise in folgenden Bereichen verändert:

Wellenhöhe H_I :	4 cm bis 14 cm
Wellenlänge L:	80 cm bis 300 cm
Wellenperiode T:	0,7 s bis 1,7 s
Wellensteilheit H_I/L :	1 : 12 bis 1 : 40

Die Wassertiefe war mit $d = 35$ cm in allen Versuchen konstant.

Die Wellen wurden mit einem beweglichen Wellenpegel über eine elektrische Widerstandsmessung registriert. Sowohl die anlaufende als auch die transmittierte Welle wurde in Querprofilen gemittelt, die anlaufende Welle H_I etwa 5 m vor der Schlitzwand, die transmittierte Welle H_T unmittelbar hinter der Schlitzwand (Abb. 2). Zusätzlich wurde die anlaufende Welle auch in einem Längsprofil gemessen, um den Reflexionsanteil von der Ausgangswelle zu trennen. Für Wellenrichtungen $\beta > 45^\circ$ wurde der an die Wellendämpfung angrenzende Teilbereich der Schlitzwand von etwa 0,5 m Länge für die Mittelwertbildung der transmittierten Wellenhöhe nicht berücksichtigt, um Randeinflüsse, die durch die geometrische Anordnung auftreten, weitgehend auszuschalten.

4. Versuchsergebnisse

Zunächst wurde der Transmissionskoeffizient K_T als Funktion der Wellensteilheit H_I/L aufgetragen. Abbildung 7 zeigt als ein Beispiel einige Ergebnisse von vier Versuchsreihen für Wandelemente mit einem H-förmigen Querschnitt und einem konstanten Verbauungsverhältnis $W = 0,61$. Die Streuung in den Versuchsergebnissen ist möglicherweise zusätzlich durch eine erneute Reflexion der an der Schlitzwand bereits reflektierten Welle an der Wellenmaschine beeinflusst.

Die Meßwerte lassen sich jedoch mit guter Genauigkeit durch eine Gerade ausgleichen, die dann für die weitere Auswertung verwendet wurde. Abbildung 7 zeigt in der Tendenz eine geringe Abnahme des Transmissionskoeffizienten mit zunehmender Wellensteilheit.

Der Einfluß der relativen Wassertiefe d/L ergab sich in Übereinstimmung mit früheren Versuchen [1] als nur gering.

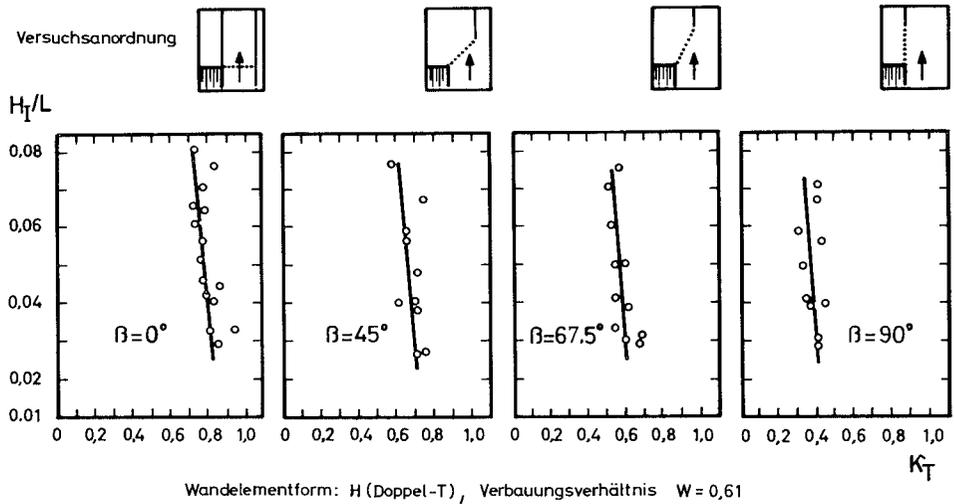


Abb. 7. Transmissionskoeffizient K_T als Funktion der Wellensteilheit H_T/L

4.1. Ergebnisse für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$)

Abbildung 8 zeigt den Einfluß der Form der Wandelemente und des Verbaunungsverhältnisses W . Es zeigt sich, daß der Formeinfluß nur gering ist. Abbildung 9 gibt den Einfluß der Wanddicke t an. Erwartungsgemäß nimmt K_T mit zunehmender Wanddicke t ab. Diese Abnahme ist bei zunehmendem Verbaunungsverhältnis W verstärkt vorhanden.

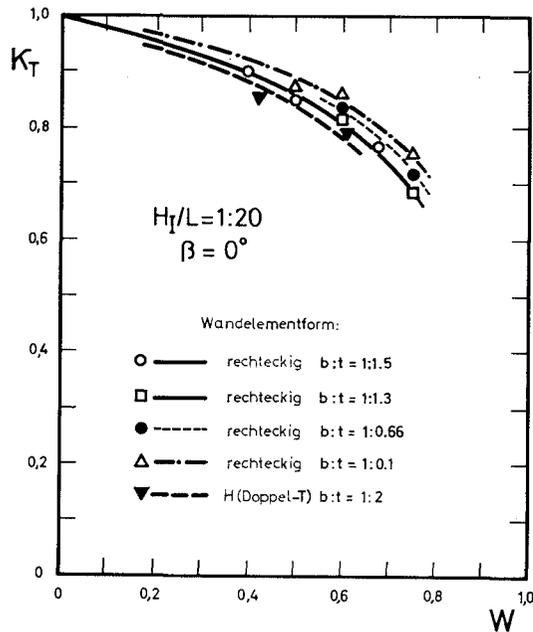


Abb. 8. Transmissionskoeffizient K_T als Funktion des Verbaunungsverhältnisses W

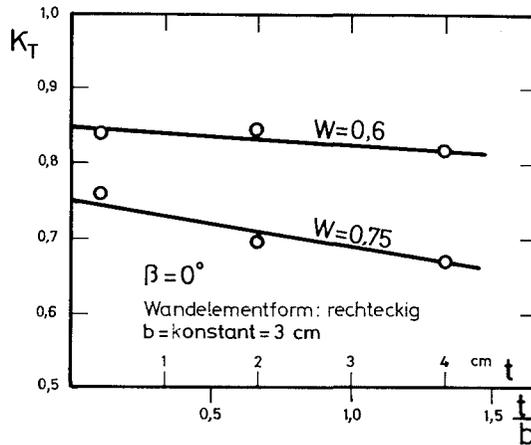


Abb. 9. Transmissionskoeffizient K_T als Funktion der Wanddicke t

Jedoch ist auch der Einfluß der Wanddicke (dem nur geringen Anteil an Wandreibung entsprechend, im Vergleich zu den Ein- und Austrittsverlusten) nur von untergeordneter Bedeutung.

4.2. Ergebnisse für Wellenangriffsrichtungen $0^\circ < \beta \leq 90^\circ$

Im Vergleich zu den unter Abschnitt 4.1. für $\beta = 0^\circ$ angegebenen Ergebnissen nimmt der Einfluß der Elementform bei schrägem Wellenangriff $\beta > 0^\circ$ zu. Abbildungen 10 und 11 zeigen die Ergebnisse für K_T als Funktion der Wellenrichtung β für verschiedene Verbauungsverhältnisse W und Querschnittsformen der Wandelemente.

In allen Fällen mit $\beta = 90^\circ$ ist der Transmissionskoeffizient etwa nur halb so groß wie bei senkrechtem Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$). Dieses findet eine einfache Erklärung durch Diffraktionseffekte, die durch den an die Schlitzwand angrenzenden, undurchlässigen Teil der Wand entstehen. Diese undurchlässige Wand an der Seite der Wellendämpfung

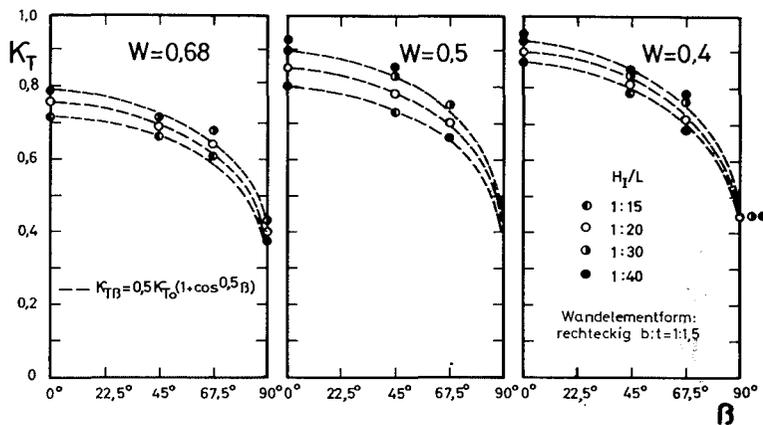


Abb. 10. Transmissionskoeffizient K_T als Funktion der Wellenangriffsrichtung

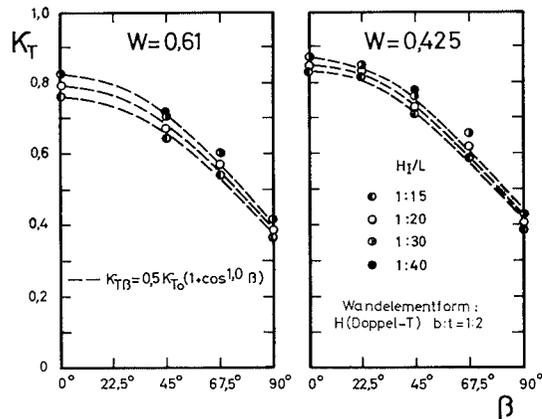


Abb. 11. Transmissionskoeffizient K_T als Funktion der Wellenangriffsrichtung

(Abb. 5) kann als halbbunendlicher Wellenbrecher aufgefaßt werden und die Wellenausbreitung dafür nach den bekannten Diagrammen für die Diffraktion bestimmt werden.

Grundsätzlich muß beachtet werden, daß der Transmissionskoeffizient K_T für $\beta \geq 0^\circ$ (speziell für $\beta > 75^\circ$) einen Teil der Diffraktionseffekte enthält. Diese Diffraktionseffekte sind abhängig von der relativen Wandlänge l/L (Schlitzwandlänge bezogen auf die Wellenlänge); sie lag in den Versuchen im Bereich von $1,0 < l/L < 3,75$.

Die Versuchsergebnisse aus Abbildung 10 und 11 können zusammengefaßt werden durch eine halbempirische Gleichung:

$$K_{T\beta} = 0,5 \cdot K_{T0} (1 + \cos^a \beta)$$

Hierin sind

- $K_{T\beta}$ = Transmissionskoeffizient für den Wellenangriffswinkel β
- K_{T0} = Transmissionskoeffizient für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$)
- a = Formbeiwert der Wandelemente

Die Größe des Formbeiwertes a wurde ermittelt zu

- $a = 0,5$ für den Rechteckquerschnitt mit $b : t = 1 : 1,5$
- $a = 1,0$ für den H-förmigen Querschnitt mit $b : t = 1 : 2$

Die Unterschiede in K_T für verschiedene Querschnittsformen der Wandelemente, insbesondere für große Winkel β , sind ohne Zweifel beeinflusst durch ausgeprägte Ablösewirbel beim H-Typ, die im Versuch deutlich sichtbar wurden.

5. Schrifttumsüberblick und Diskussion

Für die Transmission an geschlitzten Wänden sind lediglich für senkrechten Wellenangriff $\beta = 0^\circ$ vergleichbare Ergebnisse veröffentlicht worden. Für diesen Fall wurden Versuche durchgeführt von HARTMANN [1] für rechteckförmige Elemente, HAYASHI et al. [2] [3] und WIEGEL [4] für Wandelemente mit Kreisquerschnitt. Wie Abbildung 12 zeigt, sind diese Ergebnisse in guter Übereinstimmung mit den im Franzius-Institut durchgeführten Messungen.

Für $\beta = 0^\circ$ haben WIEGEL, HAYASHI et al. und HARTMANN die Wellentransmission durch teildurchlässige Wände auch theoretisch untersucht.

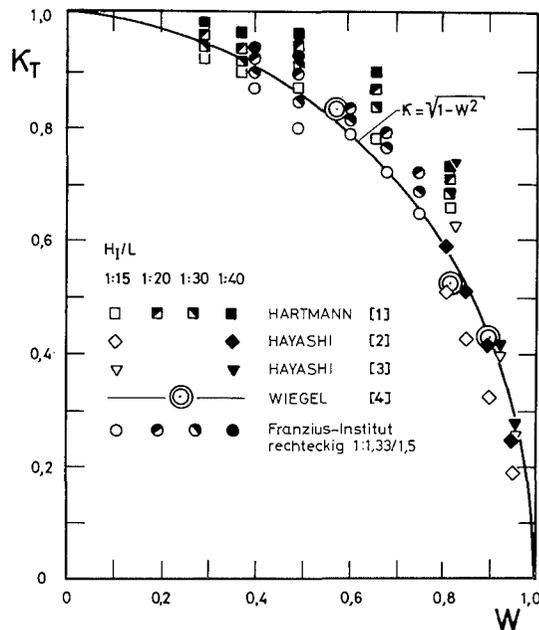


Abb. 12. Vergleich der Ergebnisse für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$)

WIEGEL [4] gibt als Beziehung zwischen Transmissionskoeffizient K_T und Verbauungsverhältnis W folgende Gleichung an:

$$K_{T0} = \sqrt{1 - W}$$

Die nach dieser Gleichung berechneten Transmissionskoeffizienten liegen um rd. 25 % unter den gemessenen.

HAYASHI et al. [2] [3] untersuchte die Wellentransmission für Verbauungsverhältnisse $W = 0,8$ bis $1,0$ und entwickelte in [2] folgende Gleichung:

$$K_{T0} = 4 \frac{d}{H_I} \varepsilon \left[-\varepsilon + \sqrt{\varepsilon^2 + \frac{H_I}{2d}} \right]$$

mit

$$\varepsilon = C \left(\frac{s}{b+s} \right) \sqrt{1 - \left(\frac{s}{b+s} \right)^2} \quad \text{und } C = 0,9 \text{ bis } 1,0$$

Diese Gleichung kann umgeformt werden zu

$$K_{T0} = 4 \frac{d/L}{H_I/L} \cdot \varepsilon \left[-\varepsilon + \sqrt{\varepsilon^2 + \frac{H_I/L}{2 \cdot d/L}} \right]$$

mit

$$\varepsilon = C \cdot (1 - W) / \sqrt{1 - (1 - W)^2}$$

Die Transmissionskoeffizienten K_T ergeben sich nach obiger Gleichung für den Bereich $W < 0,8$ stärker abhängig von der relativen Wassertiefe d/L , als es nach den Versuchsergebnissen zu erwarten ist.

Für Flachwasserwellen kleiner Amplitude gilt in [3] eine Modifikation der in [2] angegebenen Gleichung:

$$K_{T_0} = 4 \cdot \frac{d/L}{H_I/L} \varepsilon \frac{a^2 kd}{\alpha \tanh kd} \left[-\varepsilon + \sqrt{\varepsilon^2 + \frac{H_I/L}{2d/L} \frac{\tanh kd}{a^2 kd}} \right]$$

mit

$$a = 1,1 \text{ und } \alpha = \left(\frac{kd}{\sinh kd} \right)^2 \left(1 + \frac{\sinh^2 kd}{3} \right)$$

Schließlich sei noch die Gleichung von HARTMANN [1] aufgeführt, die auf der von GODA und IPPEN für ein mehrfach hintereinander angeordnetes Maschengitter entwickelten Energieübertragungstheorie aufbaut. Unter gewissen Annahmen entwickelte HARTMANN die Gleichung

$$K_{T_0} = \sqrt{1 - W^2}$$

Diese Gleichung zeigt – wie Abbildung 12 verdeutlicht – eine gute Übereinstimmung mit allen experimentellen Daten.

6. Zusammenfassung

Die experimentellen Ergebnisse und ein Vergleich mit Ergebnissen anderer Autoren für senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$) haben gezeigt, daß der Transmissionskoeffizient nur geringfügig von der relativen Wassertiefe d/L und der Dicke t der teildurchlässigen Wand abhängig ist. Einen weit größeren Einfluß haben neben der Wellensteilheit H/L und der Querschnittsausbildung der Wandelemente das Verbauungsverhältnis W und die Wellenrichtung β .

Für schrägen Wellenangriff ($\beta > 0^\circ$) wurde festgestellt, daß der Formeinfluß gegenüber senkrechtem Wellenangriff zunimmt.

Für den Fall $0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ werden die Versuchsergebnisse durch die Gleichung

$$K_{T\beta} = 0,5 \cdot K_{T_0} (1 + \cos^2 \beta)$$

erfüllt. Unter Verwendung der von HARTMANN für K_{T_0} abgeleiteten Beziehung ergibt sich damit für den Transmissionskoeffizienten die Gleichung

$$K_{T\beta} = 0,5 \sqrt{1 - W^2} (1 + \cos^2 \beta)$$

7. Schriftenverzeichnis

1. HARTMANN: Das Stabgitter in instationärer Strömungsbewegung. Mitt. des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft. TU Berlin, Heft 69, 1969.
2. HAYASHI et al.: Hydraulic Research on the Closely Spaced Pile Breakwater. Coastal Engineering in Japan. Vol. 9, 1966.
3. HAYASHI et al.: Closely Spaced Pile Breakwater as a Protection Structure against Beach Erosion. Coastal Engineering in Japan. Vol. 11, 1968.
4. WIEGEL: Closely Spaced Piles as a Breakwater. Dock und Harbour Authority. Sept. 1961.

Erfahrungen mit dem Betrieb von Tidemodellen mit beweglicher Sohle

Von Egon Giese, Hermann Harten und Hans Vollmers

Summary

The BAW performs investigations for tidal estuary models of the German North Sea coast. Some of these models, fitted with a movable bed, serve for special research with regard to expected morphological changes in connection with the enlargement and maintenance of the navigation channels.

In addition to basic similarity and scale relations, references are given for special criteria in connection with the nature of the light weight model sediment. Due to the premise that model dunes should be geometrically similar to their counterparts in prototype, an extension of the time scale must be considered, however with respect to the distortion. Furthermore the grain diameter and the grain density affect the mobility and roughness conditions.

Some information on model construction is given and finally some test results are discussed which serve for the statement of nature-like conditions. O'Brien's relations between minimum flow area and tidal prism could be verified both by model tests and calculation which have a special bearing on the enlargement of navigation channels.

It should be stated that movable bed models have definite advantages over fixed bed models because there is a direct interaction between fluid motion and sediment processes.

Einleitung

Bei der ökonomischen Entwicklung der Ästuarbereiche ergeben sich besondere Probleme im Zusammenhang mit der Unterhaltung und dem Ausbau der Wasserstraßen. Der Sedimenttransport spielt hierbei eine sehr wichtige Rolle. Obgleich die hydrodynamischen Vorgänge heute mit Hilfe mathematischer Verfahren hinreichend genau dargestellt werden können, sind die Kenntnisse über den verursachten Sedimenttransport, die Bildung von Riffeln und Dünen und langperiodische morphologische Veränderungen noch weitgehend ungeklärt.

Trotzdem braucht der Ingenieur für seine Planungen Unterlagen über den Sedimenttransport. Ein wertvolles Hilfsmittel ist das hydraulische Modell mit beweglicher Sohle, das technisch so entwickelt wurde, daß die natürlichen Wechselwirkungen zwischen Strömungen und Sedimenttransport nachvollzogen werden. Solche Modelle gehören bisher noch nicht zum allgemeinen Standard der Wasserbauversuchsanstalten, und weiterhin sollte erwähnt werden, daß sie nicht leicht zu handhaben sind. Dies ist wahrscheinlich auf einen Mangel an geeigneten Ähnlichkeitskriterien zurückzuführen, durch die entsprechende Versuchsergebnisse sicherzustellen sind. Es gibt jedoch neuere, etwas vereinfachte Ableitungen von Ähnlichkeitsbeziehungen, die für verzerrte Tidemodelle mit beweglicher Sohle verwendet werden können.

Die Erfahrungen, die man mit dem Elbmodell I in der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Hamburg gemacht hat, gaben Anregungen für die Untersuchung besonderer Zustände in anderen großen Tidemodellen der deutschen Nordseeküste.

Es sind, nach der geografischen Lage von West nach Ost geordnet, folgende Modelle:

a) Emsmodell	Maßstäbe 1 : 500/100
b) Jade-Weser-Modell	Maßstäbe 1 : 800/100
c) Elbmodell I	Maßstäbe 1 : 800/100
d) Elbmodell II	Maßstäbe 1 : 500/100
e) Eidermodell	Maßstäbe 1 : 250/ 50

(Die Maßstäbe beziehen sich auf den Längen- und Höhenmaßstab eines Modells; die im Modell dargestellte Länge, dividiert durch die Höhe, gibt das Verhältnis der Höhenverzerrung n an.)

Die Untersuchungen betreffen morphologische Veränderungen in den Bereichen der Wasserstraßen, die Wirkung von Regelungsbauwerken, Verklappstellen des Baggergutes, Veränderungen der Wasserspiegellagen in Verbindung mit der Vertiefung von Schifffahrtskanälen, neue Hochwasserschutzdeiche und den Einfluß von Sturmfluten für die Modelle a bis d und die Abdämmung eines Tideflusses für Modell e im Hinblick auf die unterstrom- und oberstromseitige Kolkssicherung des Wehrbereiches.

Gleichungen und Erläuterungen

Mit folgenden dimensionslosen Parametern kann der Sedimenttransport beschrieben werden:

$$R_* = \frac{u_* \cdot D}{\nu} \quad (\text{Reynolds-Zahl}) \quad (1)$$

$$F_* = \frac{u_*^2}{\rho' \cdot g \cdot D} \quad (\text{Froude-Zahl}) \quad (2)$$

$$D_* = \left(\frac{\rho' \cdot g}{\nu^2} \right)^{1/3} \cdot D = \left(\frac{R_*^2}{F_*} \right)^{1/3} \quad (3)$$

(Sedimentologischer Durchmesser)

$$G_* = \frac{q'_s}{\rho \cdot u_*^3} ; g_* = \frac{q'_s}{\rho_s \cdot g \cdot D \cdot u_*} \quad (4)$$

(Transportzahlen)

u_*	= Schubspannungsgeschwindigkeit	[L · T ⁻¹]
D	= charakteristischer Korndurchmesser	[L]
ν	= kinematische Zähigkeit	[L ² · T ⁻¹]
ρ, ρ_s	= spezifische Dichte der Flüssigkeit und des Feststoffmaterials	[M · L ⁻³]
ρ'	= relative spezifische Dichte = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$	[1]
g	= Fallbeschleunigung	[L · T ⁻²]
q'_s	= spezifischer Feststofftransport	[dyn L ⁻¹ · T ⁻¹]

$$(\wedge) = (L, h, D, \rho') \quad (5)$$

(Vergleich zwischen Natur- und Modellparametern)

Diese Beziehungen eignen sich für die Beschreibung verschiedener Erscheinungen. Man erhält eine Ähnlichkeitsfunktion aus dem Vergleich von Natur und Modellparametern in Gleichung 5, worin die Größen L = Länge, h = Wassertiefe, D = Korndurchmesser und ρ' = relative spezifische Dichte die Grundlage für das Modell liefern. Da die Ästuarien unseres Küstenbereiches zu den voll durchmischten Arten zählen, in denen der Salzgehalt

gleichförmig von der seeseitigen Mündung bis in den Fluß hinein abnimmt und auch das Frischwasser und Salzwasser in der Vertikalen nahezu gut durchmischt sind, werden Dichteeinflüsse in den durch die Ähnlichkeitskriterien beschriebenen Strömungen vernachlässigt.

Die Maßstabsbeziehungen für Modelle mit beweglicher Sohle sind ausführlich in einem Beitrag zur „13. Coastal Engineering Conference“ erwähnt, der auch in „Die Küste“ erschienen ist. Die Maßstabsbeziehungen basieren auf Rauigkeitsbedingungen des Sohlmaterials, wofür verschiedene Leichtstoffmaterialien berücksichtigt sind. GEHRIGS Ableitungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem empirisch entwickelten Ausdruck von LACEY und INGLIS. Dies kann für eine erste Festlegung der Modellmaßstäbe genügen.

Entsprechend der Forderung, daß die Bildung von Dünen im Modell den Sohlverformungen in der Natur geometrisch ähnlich sein sollte, mußte eine Erweiterung des Zeitmaßstabes nach FROUDE eingeführt werden, was im allgemeinen für Verzerrungen > 5 zu beachten ist. Für das Elbmodell I mit einer Verzerrung $n = 8$ berücksichtigt die Erweiterungszahl α , die zuerst empirisch gefunden und später theoretisch bestätigt wurde, die Abweichung von einem „Froude-Modell“. YALIN hat in seinem Beitrag zur 13. CEC (6) gleichfalls eine entsprechende Ableitung beschrieben, er nannte seinen Erweiterungsfaktor ξ .

Die Berechnungen für die Zeitverlängerung basieren auf dem Zusammenwirken zwischen mittlerer Abflußgeschwindigkeit und dem Sedimenttransport, ausgehend von den

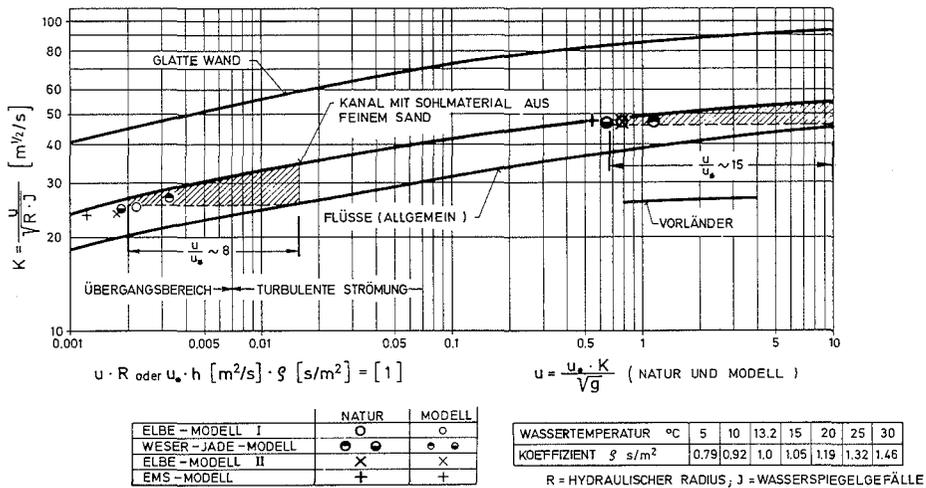


Abb. 1. Rauigkeitskoeffizient K in Beziehung zur Kreyschen Kennzahl $u \cdot R \cdot \rho$ oder $u \cdot R$, wenn $\rho \sim 1$ (Wassertemperatur 13,2° C)

Schubspannungsverhältnissen. Das Wasserspiegelgefälle, die Wassertiefe, Korndurchmesser und Dichte des Feststoffes sowie kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit und Rauigkeitskoeffizienten des ganzen Systems sind kennzeichnende Größen.

Der Gedanke, mit Modellen zu arbeiten, die nicht dem Ähnlichkeitsgesetz von FROUDE unterliegen, ist nicht neu. In der früheren „Preußischen Versuchsanstalt“ in Berlin, wo Casey und Shields ihre grundlegenden Forschungsarbeiten ausführten, entwickelte KREY eine Modelltechnik für Flüsse mit gleichförmig stationärem Abfluß. Unter Verwendung natürlicher Sände, deren feinste Anteile ausgesiebt wurden, um den kohäsiven Einfluß aus-

zuschließen, konnte eine Übereinstimmung mit einem naturähnlichen Sedimenttransport durch vorgegebene steilere Gefälle für das Modell und die Wasserspiegellagen ($\sim 1 : 600$) erreicht werden. In diesen Fällen mußten die einzelnen Durchflusssmengen in Abhängigkeit von verschiedenen Wassertiefen geeicht werden.

In der grafischen Auftragung in Abb. 1 nach KREY, einem dimensionsbehafteten Rauigkeitsbeiwert K in Abhängigkeit zur Kreyschen Kennzahl, einer Art Reynolds-Zahl, sind Natur- und Modellwerte der deutschen Ästuarien vermerkt. Für $u \cdot R$ wird zunächst $u_* \cdot h$ (Schubspannungsgeschwindigkeit mal Wassertiefe) eingesetzt. Folgt man den Ordinaten bis zum Parameter für Kanäle mit einem Sohlmaterial aus feinen Sänden, können auch alle Rauigkeitskoeffizienten der betrachteten Flußabschnitte bestimmt und weiter

die mittleren Fließgeschwindigkeiten $u = \frac{u_* \cdot K}{\sqrt{g}}$ sowohl für die Natur als auch für das

Modell berechnet werden. Der Vergleich dieser Ergebnisse zeigt schließlich eine Abweichung vom Froudeschen Gesetz, wie es in ähnlicher Weise auch von YALIN beschrieben wird. Die in dem Modell zu intensive Mobilität des Sohlmaterials kann durch die Zeitverlängerung $\alpha = \frac{\lambda u}{\lambda y}$ vermindert werden.

Die in dem Modell zu intensive Mobilität des Sohlmaterials kann durch die Zeitverlängerung $\alpha = \frac{\lambda u}{\lambda y}$ vermindert werden.

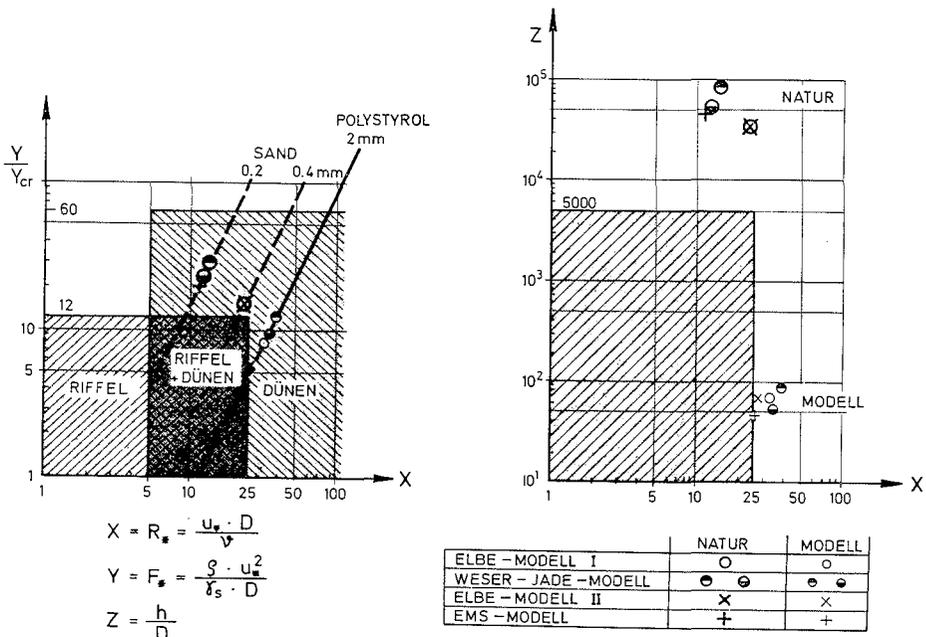


Abb. 2. Yalins Kriterien über die geometrisch ähnliche Nachbildung von Dünen in einem Modell mit beweglicher Sohle [6]

Die Überprüfung von Natur- und Modellwerten mit YALINS Kriterien ist in Abb. 2 enthalten. Auf der linken Seite wird in der Abhängigkeit Y/Y_{cr} zu X die Erscheinung von Riffeln auf Dünen nicht zu erwarten sein, wenn Polystyrol mit einem Durchmesser ≥ 2 mm gewählt wird (Y_{cr} ist die Froude-Zahl des Kornes bei Beginn der Bewegung). In dem Modell muß X (die Reynolds-Zahl des Kornes R_*) nach YALIN immer > 25 sein. Um die Ähnlichkeit von Dünen zu erhalten, sollten sowohl die Natur- als auch die Modell-

werte außerhalb des schattierten Bereiches in der Abhängigkeit X zu Y liegen (rechte Seite in Abb. 2). Diese Voraussetzungen sind für alle Modelle mit Höhenverzerrungen zwischen 5 und 8 gegeben. Die erforderliche Abweichung von einem FROUDE-Modell hat jedoch eine obere Grenze. Versuche mit dem Elbmodell I ergaben, daß mit einer 8fachen Höhenverzerrung nur α - oder ξ -Werte bis 1,5 für dieses relativ lange Ästuar mit einseitiger Tidesteuerung erreicht werden konnten. Geht man darüber hinaus, verflacht das Wasserspiegelgefälle im letzten Teil der Ebephase. Nur für kurze Ästuarien oder Abschnitte mit zweiseitiger Tidesteuerung können Verlängerungsfaktoren von mehr als 1,5 für die Tidedauer vorgesehen werden.

Deshalb wird auch durch die Rauigkeitskoeffizienten bei ähnlich reproduzierten Sohlverformungen das Maß der Höhenverzerrung n begrenzt. Auf der linken Seite unter A der grafischen Auftragung in Abb. 3 ist eine Korrelation zwischen α und der Verzerrung n in Abhängigkeit von verschiedenen Längenmaßstäben λ_y für das Modell dar-

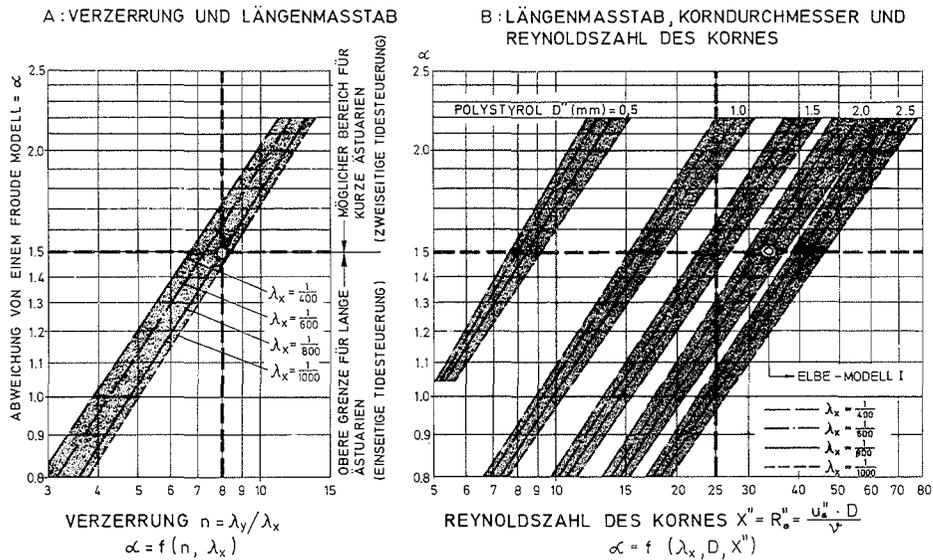


Abb. 3. Korrelation der Abweichung von einem Froude-Modell (Beispiel Elbe-Ästuar, $u_* = 0,0575$ m/s)

gestellt. Da nur der Bereich $1 < \alpha < 1,5$ zur Verfügung steht, kann mit der oberen Begrenzung von $\alpha = 1,5$ in Verbindung mit einem Längenmaßstab 1 : 800 nur eine Höhenverzerrung von $n = 8$ berücksichtigt werden. Dies wurde für das Elbmodell I mit einem sich daraus ergebenden und geeigneten Vertikalmaßstab mit 1 : 100 gewählt. Die Berechnungen für das Elbmodell sind im Anhang zusammengestellt, die Bezeichnungen entsprechen YALINS Interpretierungen (6).

Es muß jedoch erwähnt werden, daß die zuerst empirisch bestimmte Zeitverlängerung für das Modell mit $\alpha = 1,4$ während der Versuche beibehalten wurde. Bei geringeren Höhenverzerrungen nimmt dementsprechend die Zeitverlängerung wieder ab. Dies führt zu einer Annäherung an das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz für Höhenverzerrungen < 5 . Hieraus ist auch zu erkennen, daß man oft bei hochverzerrten Modellen mit fester Sohle Schwierigkeiten hat, eine geeignete künstliche Rauigkeit zu finden, die die Reproduktion ähnlicher Wasserspiegelgefälle ermöglicht. Eine weitere Korrelation des Korndurchmes-

sers von Polystyrol mit YALINS Grenzwerten für $X > 25$ auf der rechten Seite in Abb. 3 unter B zeigt den zur Verfügung stehenden engen Bereich innerhalb $1 < \alpha < 1,5$. Es konnten aber Polystyrolkörner mit einem Durchmesser von etwa 2 mm beschafft werden, die diesen Forderungen genügten. Von besonderer Bedeutung ist der morphologische Zeitmaßstab, das ist das notwendige Zeitverhältnis für gleiche Veränderungen der Morphologie in der Natur und im Modell. Die Beziehungen des kennzeichnenden Transportes hängen von den F_* -Werten oberhalb der im Shieldschen Diagramm gegebenen kritischen Werte ab (Beginn des Geschiebetransportes).

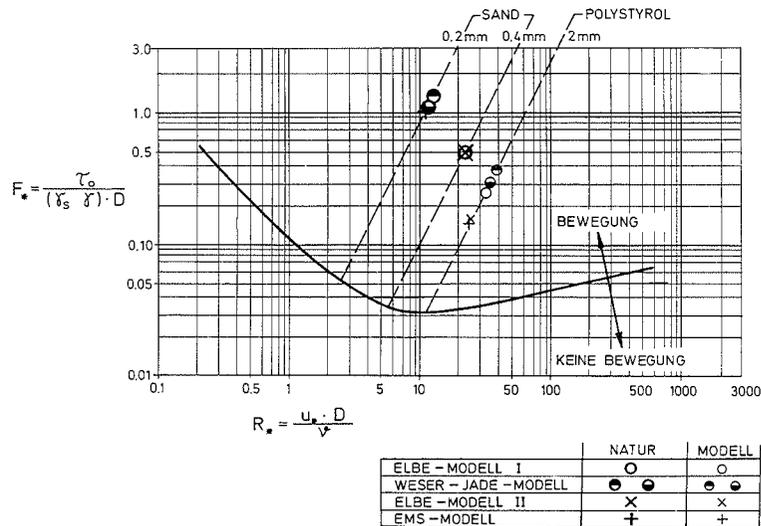


Abb. 4. Shields-Diagramm

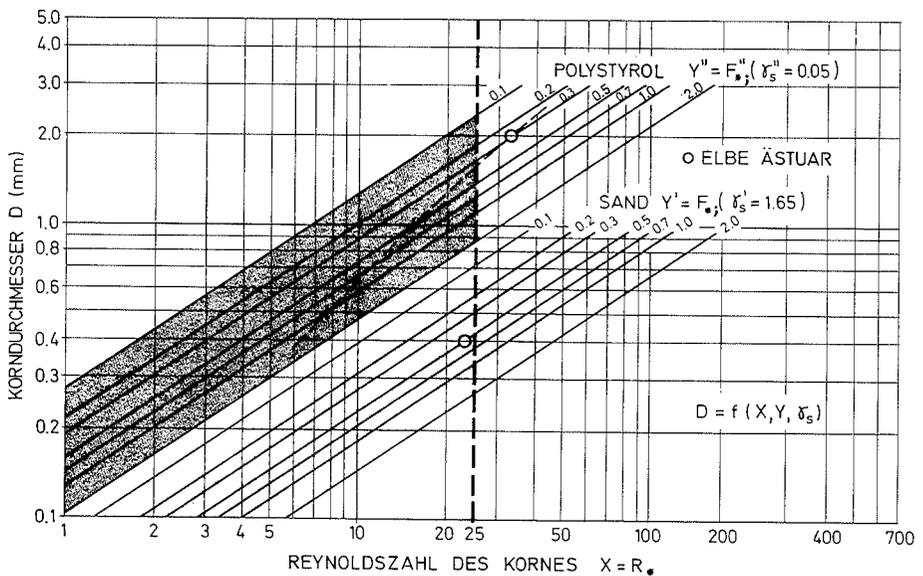


Abb. 5. Korrelation von Korndurchmesser, Reynolds-Zahl des Kornes, Froude-Zahl des Kornes und Dichte des Sohlmaterials

Die Natur- und Modellwerte der deutschen Ästuarien sind in Abb. 4 vermerkt und zeigen den Einfluß von Korndurchmesser und Dichte. Eine relativ hohe Mobilität kann in der Natur und eine verminderte im Modell nachgewiesen werden, beide werden durch maximale Geschwindigkeiten während des steilsten Anstieges oder Absenkung in den Flut- und Ebbephassen verursacht.

Die grafische Darstellung in Abb. 5 ist eine veränderte Darstellung des Shields-Diagrammes mit einer Korrelation des Korndurchmessers zur Reynolds-Zahl des Kornes. Parameter sind die Froude-Zahl des Kornes und die Dichte des Kornes. Natürlicher Sand (Korndurchmesser 0,4 mm) zeigt ein F_* von 0,5. Das verwendete Polystyrol mit Durchmesser 2 mm ergibt nach Berechnungen für das Modell der Elbe ein $F_* \sim 0,3$ und folglich eine geringere Mobilität. In dem Modell würde für $F_* = 0,5$ ein Korndurchmesser von 1,0 mm erforderlich sein, das bedeutet aber, daß dies bereits außerhalb des gültigen Bereiches liegt, der $X = R_* > 25$ (rechts von der gestrichelten Linie) sein muß.

Die morphologische Ähnlichkeit kann als eine Zeitbeziehung ausgedrückt werden, in der natürliche Veränderungen in einem Modell reproduziert werden können. Historische Untersuchungen ergaben, daß die Entwicklungen im Modell viel schneller erfolgten, als es nach dem von FROUDE angegebenen Zeitmaßstab zu erwarten war. Der morphologische Zeitmaßstab wurde danach empirisch mit 1 : 705 gefunden (2 Minuten im Modell entsprechen etwa 1 Tag in der Natur).

Hinweise auf den Modellbau

Modelle mit beweglicher Sohle sollten in geschlossenen, heizbaren Hallen untergebracht werden, um große Abweichungen der Wassertemperaturen zu vermeiden. Es ist zu empfehlen, daß das nachgebildete Tideästuar den ganzen Bereich des Tideeinflusses umfaßt, denn nur so kann die Wirkung von Kunstbauten genau eliminiert werden. Soll eine Kombination von Modellabschnitten mit fester und mit beweglicher Sohle berücksichtigt werden, sind in den Abschnitten mit fester Sohle modelltechnische Vereinfachungen möglich, die dann nur sekundäre Funktionen haben. Das Elbemodell I ist in einer Versuchshalle von 40×112 m untergebracht, dazu waren im oberen Flußabschnitt verschiedene Abweichungen von der natürlichen Linienführung notwendig, um das Modell in der Halle optimal unterzubringen.

Zusätzlich zu der üblichen Ausstattung von Versuchshallen sollten verfahrbare Bedienungsrampen vorhanden sein, mit denen die gesamte Fläche der Halle überspannt werden kann. Auf diese Weise können notwendige Arbeiten und Messungen ausgeführt werden, ohne das Modell selbst zu betreten. Von den Rampen werden auch vor einem Versuch die Profilbleche gezogen, die zur Einformung eines bestimmten morphologischen Ausgangszustandes dienen.

Neben den besonderen Einrichtungen für die Tidesteuerung, wie z. B. das steuerbare Sektorwehr, die genaue quantitative Zuflußverteilung entsprechend dem Durchflußquerschnitt und der elektronisch optischen Tidekurvenabtastung, muß die flächenhaft wirkende Be- und Entwässerungsanlage besonders erwähnt werden. Diese Einrichtung hat eine bedeutende Funktion für den Erfolg der Versuche (5).

Versuchsergebnisse

Die Versuche im Elbemodell I ergaben bezüglich der historischen morphologischen Entwicklung eine gute Übereinstimmung zwischen Natur und Modell. Die Wechselbezie-

hungen zwischen alternierenden Fließvorgängen in einer Tide und dem dadurch verursachten Sedimenttransport kann unter Beachtung der hydrodynamischen Ähnlichkeit für den ganzen Astuarraum besser im Modell als in der Natur erfaßt werden.

Detaillierte Angaben über die ersten praktischen Versuche zur Überprüfung des Stabilisierungseffekts für einen neuen ausgebauten Schifffahrtsweg nordwestlich von Cuxhaven sind in den Proceedings der 13. CEC (5) enthalten. Die minimale örtliche Eintreibungsverteilung wurde bei Versuchsreihe II mit einer tangentialen Verlängerung des bestehenden Leitdammes erreicht. Kontrollmessungen in der Natur mit Echolotungen zeigen

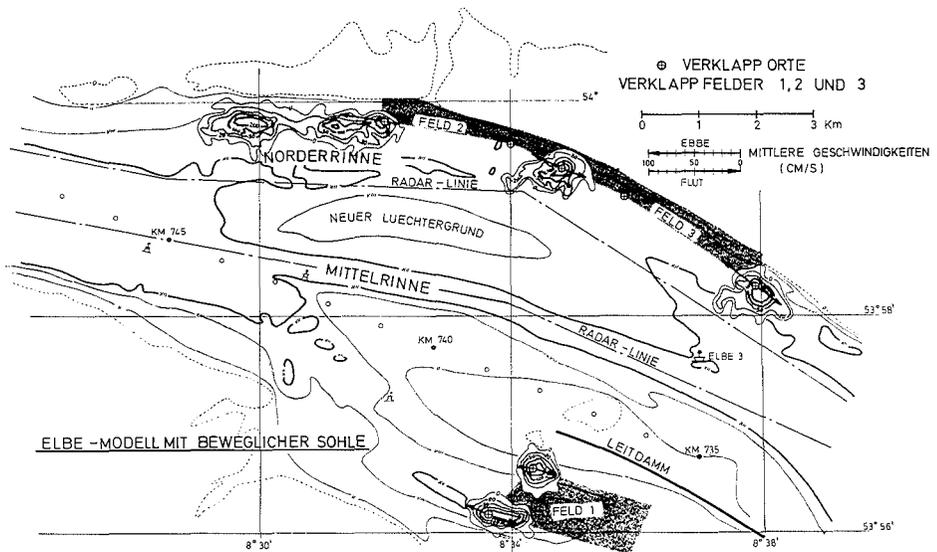


Abb. 6. Die Ausbreitung verklappten Materials in der Außenelbe (Modelluntersuchungen im Elbmodell I mit beweglicher Sohle unter Verwendung radioaktiver Tracer, Linien gleicher Gammastrahlungen nach 150 Tiden)

die Tendenz zunehmender Stabilisierungsentwicklungen an. Es mußte eine neue Methode entwickelt werden, um die Ausbreitung von zuerst gebaggerten und später verklappten Materials zu messen. Dies ist im Zusammenhang mit der Unterhaltung und Vertiefung der größeren Schifffahrtsrinnen von Bedeutung.

Für Baggergutdeponien in der Außenelbe konnte nachgewiesen werden, daß das abgelagerte Material nicht in die erweiterte Mittelrinne zurücktransportiert wird. Als Beispiele können die in Abbildung 6 angegebenen Meßpunkte dienen. Um die Ausbreitung des aus Kunststoff bestehenden Modellfeststoffes (Polystyrol) messen zu können, muß dieser selbst als Tracer dienen. Die Einzelkörner werden durch ein an ihre Oberfläche gebundenes Element radioaktiv gemacht. Für diesen Zweck wird Brom verwendet, das chemisch an Polystyrol gebunden wird. Die Dauer der erwähnten Versuche geht über 150 Tiden, das sind etwa 33 Stunden im Modell. Dies entspricht etwa der Halbwertszeit von Brom. Weitere Einzelheiten sind in einem Beitrag zum IAHR-Kongreß in Istanbul 1973 beschrieben (8).

Eine große Flächenbaggerung wurde im Elbmodell II untersucht. Zu diesem Zweck ist ein Modellabschnitt mit einer beweglichen Sohle ausgestattet worden. Die Naturähnlichkeit war auch hier sehr gut.

Es sollen aus dem Fluß $8,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ Sand entnommen werden, um Industrieflächen auf dem Vorland aufzuspülen. Die Baggerfelder mit den Bezeichnungen I-IV liegen außerhalb der Hauptschiffahrtstrinne, und die Erweiterung des Querschnitts begünstigt die hydraulischen Bedingungen. Der Durchfluß wird ausgeglichener, die Strömungen zeigen mehr rinnenparallele Richtungen, und die Sohldeformationen werden geglättet.

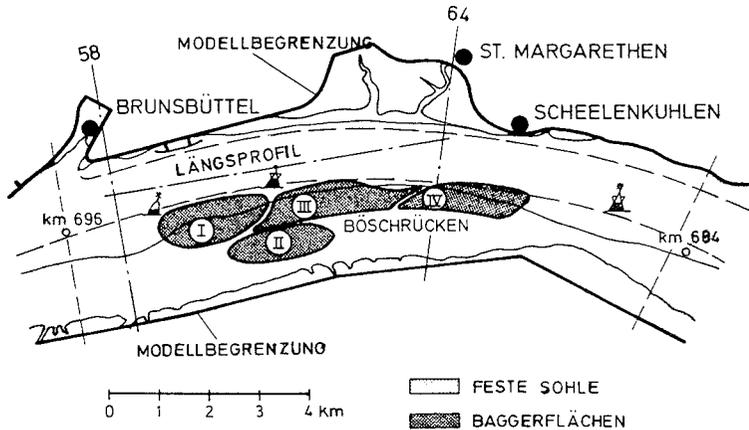


Abb. 7. Lageplan des Elbe-Abschnittes zwischen Brunsbüttel und Scheelenkuhlen (km 684 bis km 696)

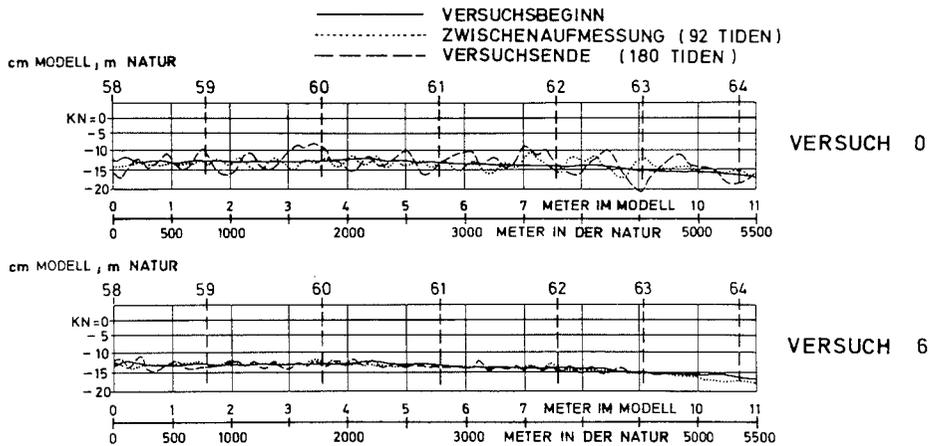


Abb. 8. Längsprofil der Elbe zwischen den Modellprofilen 58-64 (Versuche 0 und 6 im Elbe-modell II, Teilabschnitt mit beweglicher Sohle)

Die Ergebnisse in Abbildung 8 für Versuch 0, damit ist der bestehende Zustand gemeint, zeigen im Längsprofil eine relativ unstetige Dünenbildung mit unterschiedlichen Höhen. Versuch 6 zeigt das gleiche Längsprofil nach der Baggerung mit der mehr geglätteten Sohle. Diese Entwicklungen erklären die Wechselbeziehungen der Flüssigkeit-Sedimentbewegung und die Wirkung von Regulierungsmaßnahmen.

Schl u ß f o l g e r u n g e n

Die Technik für Tidemodelle mit beweglicher Sohle ist in den letzten Jahren wesentlich weiterentwickelt worden. Versuchsergebnisse wurden jedoch nur spärlich veröffentlicht. Die Erfahrung hat gezeigt, daß solche Modelle sehr nützlich sind und daß sich auch bei nur geringfügigen konstruktiven Veränderungen sehr differenzierte morphologische Entwicklungen abzeichnen, die von den äußeren Kräften und der Sohltopographie geprägt werden.

Die Abhängigkeiten zwischen minimalem Durchflußquerschnitt und dem Tidevolumen nach O'BRIEN (2) konnten sowohl durch Rechnung als auch Modellversuche überprüft werden. Mit einer vereinfachten Berechnungsmethode in einem metrischen System wird für bestimmte Querschnitte von Ästuarien der deutschen Nordseeküste deren ähnliches Verhalten mit den Ästuarien an der Pazifikküste nachgewiesen (3). Diese Abhängigkeiten haben eine besondere Bedeutung für den Ausbau der Wasserstraßen.

Abschließend sollte noch einmal hervorgehoben werden, daß Modelle mit beweglicher Sohle erhebliche Vorteile gegenüber Modellen mit fester Sohle haben, da eine unmittelbare Wechselwirkung zwischen Flüssigkeitsströmung und Sedimenttransport stattfindet.

S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- (1) GEHRIG: Über die Frage der naturähnlichen Nachbildung der Feststoffbewegung in Modellen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 29, 1967.
- (2) M. P. O'BRIEN: Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts. Journal of the Waterways and Harbors Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, February, 1969.
- (3) GIESE: Fahrwasserumbildungen in der Unter- und Außenelbe. Die Wasserwirtschaft, Heft 3, 1971.
- (4) GIESE, TEICHERT, VOLLMERS: Das Tideregime der Elbe, Hydraulisches Modell mit beweglicher Sohle, Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 31, 1972.
- (5) VOLLMERS, GIESE: Elbe Tidal Model with Movable Bed, 13th International Conference on Coastal Engineering, Vancouver B.C., Canada, und Das Tidemodell der Elbe mit beweglicher Sohle, Die Küste, 1973, Heft 24.
- (6) YALIN: On the Geometrically Similar Reproduction of Dunes in a Tidal Model with Movable Bed. 13th International Conference on Coastal Engineering, Vancouver B.C., Canada, 1972.
- (7) GIESE, TEICHERT, VOLLMERS: The Tidal Regime of the Elbe-River, Hydraulic Model with Movable Bed. International Symposium on River Mechanics, Bangkok, Thailand, 1973.
- (8) VOLLMERS, GIESE: Measurement of Sediment Transport by Radioactive Tracers in a Tidal Model with Movable Bed. 15th Congress of the IAHR, Istanbul, Turkey, 1973.

A n h a n g

Berechnungen für das Elbmodell I mit beweglicher Sohle

$$h' = 13.5 \text{ m}$$

$$D' = 0.4 \text{ mm}$$

$$L' = 28.3 \text{ km}$$

$$H = 0.7 \text{ m}$$

$$J' = 2.5 \cdot 10^{-5}$$

Zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven

$$\gamma_s'/\gamma' = 1.65$$

$$\nu' = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}; \quad g = 9.81 \text{ m/s}^2; \quad \mathcal{G} = \nu'/g = 101.94 \text{ kp s}^2/\text{m}^4$$

Sohlmaterial im Modell: Polystyrol $\gamma_s'' = 0.05$; $D'' = 2 \text{ mm}$

$$\lambda_{\gamma_s'} = \frac{0.05}{1.65} = \frac{1}{33}; \quad \lambda_D = \frac{0.002}{0.0004} = 5$$

$$\lambda_Y = \frac{1}{100} \quad \text{Höhenverhältnis}$$

$$n = \frac{\lambda_Y}{\lambda_X} = 8 \text{ Höhenverzerrung}$$

$$\lambda_X = \frac{1}{800} \quad \text{Längenverhältnis}$$

$$Z' = \frac{h'}{D'} = \frac{13.5}{0.0004} = 33750$$

$$\lambda_Z = \frac{67.5}{33750} = \frac{1}{500}$$

$$Z'' = \frac{h''}{D''} = \frac{0.135}{0.002} = 67.5$$

$$X' = \frac{u_*' \cdot D'}{\nu'}; \quad u_*' = \sqrt{\frac{\tau'}{g}}; \quad \tau' = \gamma \cdot h' \cdot J' = 1000 \cdot 13.5 \cdot 2.5 \cdot 10^{-5} = 0.3375$$

$$u_*' = \sqrt{\frac{0.3375}{101.94}} = 0.0575 \text{ m/s}$$

$$X' = \frac{0.0575 \cdot 0.0004}{10^{-6}} = 23 \quad Y'_{cr} = 0.035 \text{ (Shields)}$$

$$Y' = \frac{101.94 \cdot 0.0575^2}{1650 \cdot 0.0004} = 0.51 \quad Y'/Y'_{cr} = \frac{0.51}{0.035} = 14.57$$

$$X'' = \frac{u_*'' \cdot D''}{\nu''}; \quad u_*'' = \sqrt{\frac{\tau''}{g}}; \quad \tau'' = \gamma \cdot h'' \cdot J'' = 1000 \cdot 0.135 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 0.027$$

$$u_*'' = \sqrt{\frac{0.027}{101.94}} = 0.0163 \text{ m/s}$$

$$X'' = \frac{0.0163 \cdot 0.002}{10^{-6}} = 32.6 \quad Y''_{cr} = 0.032 \text{ (Shields)}$$

$$Y'' = \frac{101.94 \cdot 0.0163^2}{50 \cdot 0.002} = 0.271 \quad Y''/Y''_{cr} = \frac{0.271}{0.032} = 8.47$$

$$\lambda_X = \frac{32.6}{23.0} = 1.42; \quad \lambda_Y = \frac{0.271}{0.51} = \frac{1}{1.88}$$

$$\begin{aligned} u_*' \cdot h' &= 0.0575 \cdot 13.5 = 0.776 && \left(\text{Krey'sche Kennzahl } u_* \cdot R \cdot g ; g = 1 \right) \\ u_*'' \cdot h'' &= 0.0163 \cdot 0.135 = 0.0022 && \left(\text{Wassertemperatur } 13.2^\circ\text{C}; R = h \right) \end{aligned}$$

Wähle den Rauigkeitskoeffizienten K aus der Krey'schen Grafik (Abb. 3) für Kanäle mit Bettmaterial aus feinem Sand

$$K' = 47 ; K'' = 25$$

$$\frac{u}{u_*} = \frac{K \cdot \sqrt{h \cdot J}}{\sqrt{\tau}} = \frac{K \cdot \sqrt{h} \cdot \sqrt{J} \cdot \sqrt{g}}{\sqrt{g} \cdot h \cdot J \cdot \sqrt{g}} = \frac{K}{\sqrt{g}}$$

$$\text{Prototyp: } u' = \frac{u_*' \cdot K'}{\sqrt{g}} = \frac{0.0575 \cdot 47}{3.14} = 0.86 \text{ m/s}$$

$$\text{Modell: } u'' = \frac{u_*'' \cdot K''}{\sqrt{g}} = \frac{0.0163 \cdot 25}{3.14} = 0.13 \text{ m/s}$$

$$u = \frac{u''}{u'} = \frac{0.13}{0.86} = 0.15$$

Notwendige Zeitverlängerung für die Tidedauer nach Froude:

$$\alpha = \frac{\lambda_u}{\lambda_x} = \frac{0.15}{\sqrt{\frac{1}{100}}} = 1.5$$

[Berechnungen mit dem "Technischen System": kp, m, s]

Bestimmung der Höhe von Tideriffeln

Von H O R S T N A S N E R

Summary

In this paper prototype data of echo soundings of sand waves are analysed. A good relation between the fresh water discharge and the sand wave migration velocity in the upper part of a tidal river could be determined. The limitation of the sand wave heights as a function of the mean current velocities over the crests and the bed material characteristics is presented. States of equilibrium are described by dimensionless parameters. The latter are compared with model tests.

1. Vorbemerkung

In dem folgenden Beitrag wird das Ergebnis der Untersuchungen von Echolotpeilungen in Bereichen der Unterweser mit ausgeprägten Tideriffeln aufgezeigt. Diese morphologischen Großformen in der Natur werden im englischsprachigen Schrifttum vielfach „sand waves“ (Sandwellen) oder „tidal dunes“ (Tidedünen) genannt. Da diese Sohlformen in ständiger Umlagerung durch Erosion der Luv- und Alluvion auf der Leeseite einen echten Massentransport bewirken, werden sie auch als Transportkörper bezeichnet (FÜHRBÖTER 1967).

2. Einleitung

In Tideflüssen, deren Sohle aus Sand besteht, treten häufig Transportkörper auf. Sie sind sehr bedeutsam für die Seeschifffahrt und Unterhaltungsbaggerung, da die nutzbare Fahrwassertiefe durch die Kämme dieser Sandwellen begrenzt ist.

Das Wasser- und Schifffahrtsamt Brake führt in unregelmäßigen Zeitabständen Längspeilungen der Wesersohle in Fahrwassermitte von Weser-km 18 bis km 59 durch (Abb. 1). Die Echogramme wurden dem FRANZIUS-INSTITUT zur Auswertung zur Verfügung gestellt. Die Peilunterlagen von 1966 bis 1972 sind mit dem Ziel untersucht worden, zu einem besseren Verständnis über das Verhalten der Tideriffel zu gelangen und um die Parameter zu ermitteln, die diese Großformen im wesentlichen beeinflussen. Die Untersuchungsbereiche in der Unterweser sind in Abbildung 1 eingetragen.

3. Untersuchungsergebnisse

In den Meßbereichen werden die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten durch das Oberwasser Q_0 beeinflusst. Die vier Untersuchungsbereiche sind ebbestromorientiert und werden kurzfristig während einer Tide nur geringfügig umgeformt. Durch die langfristige Änderung der mittleren Ebbestromgeschwindigkeiten als Folge des veränderten Oberwassers wird die Höhe und Fortschrittsgeschwindigkeit der Tideriffel bestimmt.

Im folgenden werden nur Mittelwerte der Riffelhöhen \bar{h} , -längen \bar{L} und -fortschrittsgeschwindigkeiten \bar{u} betrachtet.

Für den Untersuchungsbereich 1 kann aus Abbildung 2 entnommen werden, daß der maßgebende Parameter für die Änderung der Sohlformen das Oberwasser ist, durch das direkt die Strömungsverhältnisse und indirekt die Riffelhöhe \bar{H} und die Riffelgeschwindigkeit \bar{u} beeinflusst werden. Die Höhe \bar{H} ist stärkeren Schwankungen unterworfen als die Riffellänge \bar{L} (gestrichelte Linie in Abb. 2 oben).

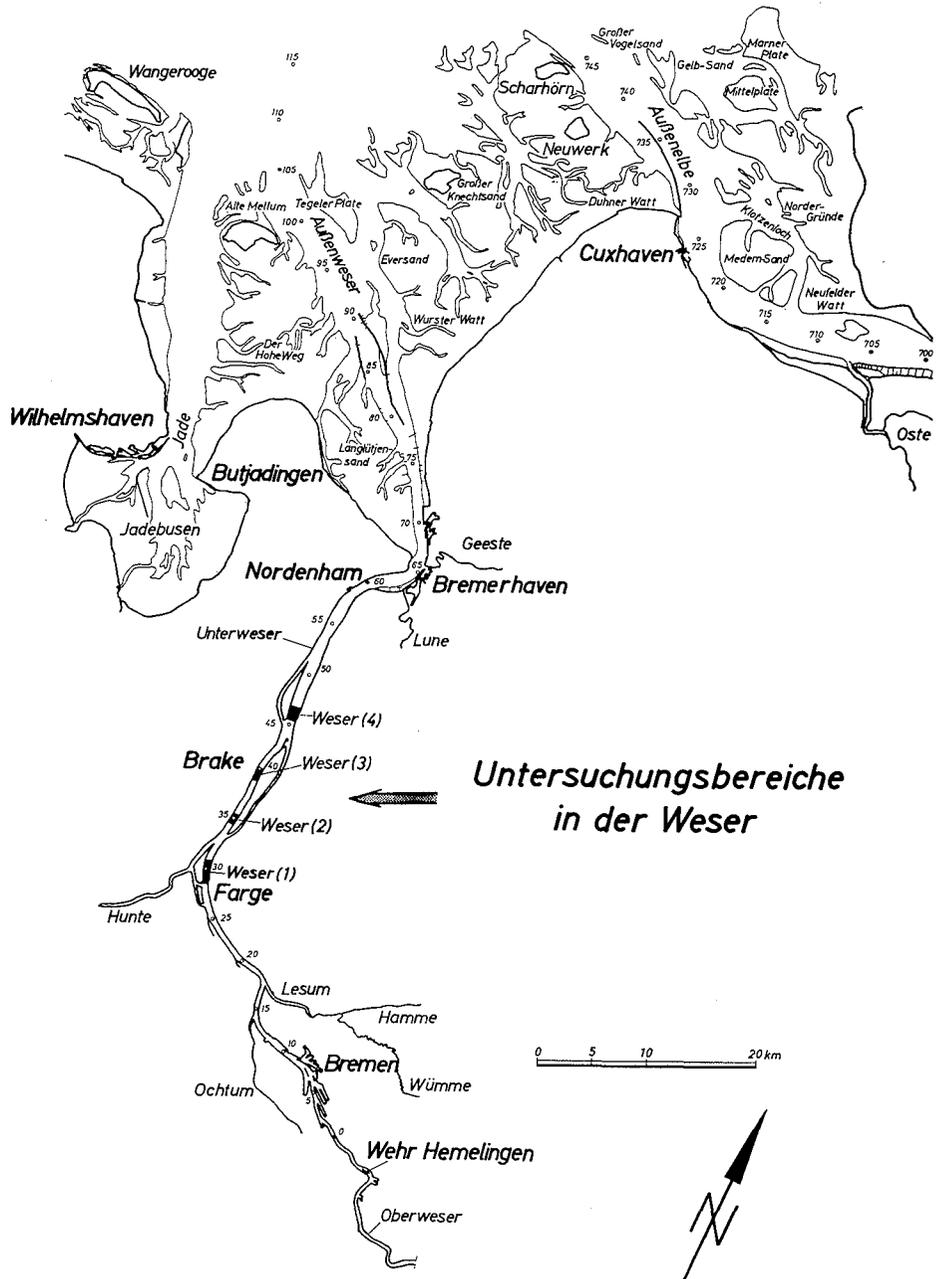


Abb. 1. Untersuchungsbereiche in der Weser

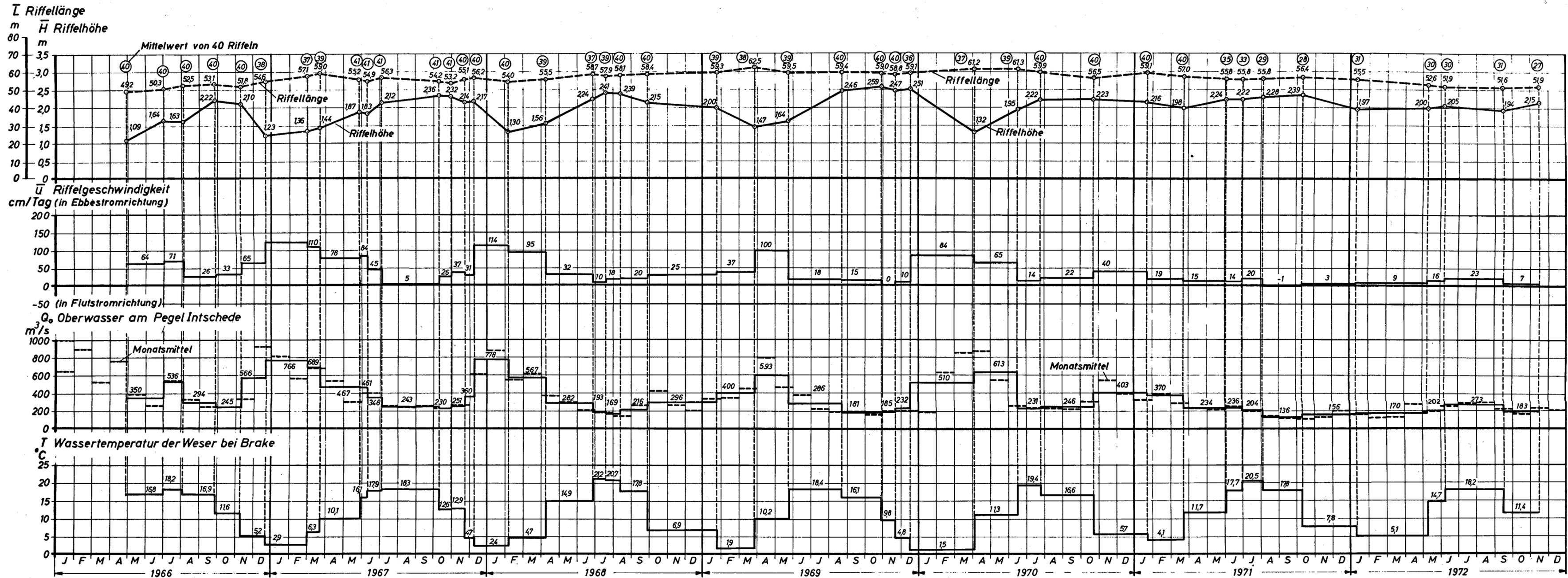


Abb. 2. Veränderungen eines Riffelfeldes in der Weser von km 28,4 bis km 30,9 (Bereich 1)

Eine Beziehung zwischen den Riffelkenngrößen und der Wassertemperatur konnte nicht festgestellt werden. Während der Wintermonate 1970/71 und 1971/72 waren ebenso hohe Riffel vorhanden, wie sie im allgemeinen nur in den Sommermonaten festgestellt werden (Abb. 2). Der Grund ist in der geringen Oberwasserführung und den damit verbundenen geringeren Ebbestromgeschwindigkeiten in den Wintermonaten 1970/71 und 1971/72 zu finden. Es kann also angenommen werden, daß die Wassertemperatur das Verhalten der Großformen nicht wesentlich beeinflußt.

Für alle Untersuchungsbereiche wurde ein guter Zusammenhang zwischen Riffelgeschwindigkeit \bar{u} und Oberwasser \bar{Q}_0 (mittleres Oberwasser zwischen zwei Peilungen) festgestellt (NASNER, 1974a).

Um einen unmittelbaren Vergleich mit den jeweils herrschenden Strömungsgeschwindigkeiten zu erhalten, wurden nach einer Kubisierung für eine mittlere Tide und verschiedenem Oberwasser der Weser (Wasser- und Schifffahrtsdirektion Bremen, 1972) die Strömungsgeschwindigkeiten in der Fahrrinne bestimmt (NASNER, 1974a).

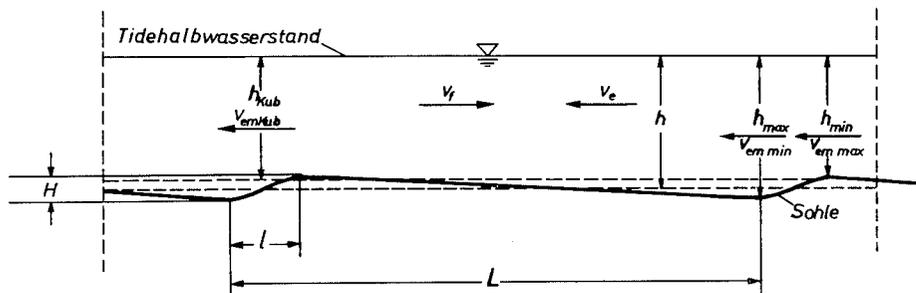
Für die einzelnen Untersuchungsbereiche ergaben sich die folgenden Werte:

Tabelle 1

Oberwasser und mittlere Ebbestromgeschwindigkeiten in der Fahrrinne

Q_0 m ³ /s	Bereich 1 $v_{em\ Kub}$ cm/s	Bereich 2 $v_{em\ Kub}$ cm/s	Bereich 3 $v_{em\ Kub}$ cm/s	Bereich 4 $v_{em\ Kub}$ cm/s
100	82	92	81	83
282	88	97	86	87
600	94	100	89	92

Der Tidehub und das Tidehalbwasser ändern sich nur geringfügig für einen weiten Oberwasserbereich. In der Kubisierung ist die mittlere Ebbestromgeschwindigkeit $v_{em\ Kub}$ auf eine konstante Sohllage bezogen (Abb. 3). In der Natur ändert sich jedoch die Höhenlage der Riffelkämme h_{min} in Abhängigkeit von der mittleren Ebbestromgeschwindigkeit über den Riffelkämmen $v_{em\ max}$ ($h_{min} = f[v_{em\ max}]$); $v_{em\ max} = f[Q_0]$.

Abb. 3. Zur Umrechnung von $v_{em\ Kub}$ auf $v_{em\ max}$

Mit zunehmendem Oberwasser vergrößern sich die Ebbestromgeschwindigkeiten. Die Werte aus der Natur zeigen, daß – ausgehend von einem Gleichgewichtszustand – mit rechnerisch größer werdenden Ebbestromgeschwindigkeiten $v_{em\ Kub}$ die Riffelkämme erodiert werden bis ein neuer Gleichgewichtszustand mit flacheren Riffeln erreicht worden ist.

Mit abnehmendem Q_0 und $v_{em\ Kub}$ wachsen die Riffel durch Sedimentation bis erneut ein Gleichgewicht erreicht wird (Abb. 4).

Zwischen dem Wechsel von Q_0 und H besteht eine Phasenverschiebung, da sich die Transportkörper nicht unmittelbar an ein verändertes Oberwasser anpassen. In erster Näherung kann gesagt werden, daß ein Gleichgewichtszustand erreicht ist, wenn das Oberwasser etwa 30 Tage konstant ist und sich die Riffelhöhen gegenüber der vorausgegangenen Messung nicht wesentlich verändert haben.

Jeder Gleichgewichtszustand wird durch eine Grenzgeschwindigkeit über den Riffelkämmen bestimmt ($v_{em\ max} = v_g$), die von den Eigenschaften des Sohlmaterials abhängt.

Die Ergebnisse für $v_g = f(\bar{d}_m, \frac{\bar{d}_{90}}{\bar{d}_{10}})$ sind in der folgenden Tabelle 2 eingetragen:

Tabelle 2

Grenzgeschwindigkeiten mit $\bar{d}_m = \frac{\bar{d}_{10} + \bar{d}_{20} + \dots + \bar{d}_{90}}{9}$

Bereich	\bar{d}_m mm	$\frac{\bar{d}_{90}}{\bar{d}_{10}}$	v_g cm/s
1	0,54	3,40	100
2	0,55	3,48	104
3	0,36	2,08	93
4	0,47	3,04	96

\bar{d}_m ist der Mittelwert von mehreren Bodenproben, die in den einzelnen Untersuchungsbereichen entnommen wurden.

Mit Abbildung 4 kann die mittlere Kammlage der Riffel für einen weiten Oberwasserbereich bestimmt werden. Wenn die rechnerische Strömungsgeschwindigkeit $v_{em\ Kub}$, die zugehörige Wassertiefe unter Tidehalbwasser h_{Kub} und die vom Sohlenmaterial abhängige Grenzgeschwindigkeit v_g bekannt sind, ergibt sich h_{min} zu:

$$h_{min} = \frac{v_{em\ Kub}}{v_g} \cdot h_{Kub}$$

Mit der Erkenntnis, daß die vorherrschenden Einflußgrößen die Strömungsgeschwindigkeit und das Sohlenmaterial sind, wurden für alle Untersuchungsbereiche die Gleichgewichtszustände durch zwei dimensionslose Parameter beschrieben, die wie folgt definiert sind:

$$1. \quad \alpha_{min} = \frac{\bar{w}}{v_g}$$

wobei \bar{w} die Sinkgeschwindigkeit des Sohlenmaterials ist (nach WIEDENROTH, 1967)

$$\text{mit } \bar{w} = \frac{11,15}{d} (\sqrt{1 + 9,7 [\gamma_s - 1] \cdot g \cdot d^3} - 1)$$

$$\text{und } 2. \quad f_{max} = \frac{v_g}{g \cdot \bar{d}_m}$$

$$\text{mit } g = 9,81 \text{ m/sec}^2$$

Die Ergebnisse für die Untersuchungsbereiche sind in der folgenden Tabelle 3 angegeben:

Tabelle 3

α_{min} , f_{max} und v_g für die Untersuchungsbereiche

Bereich	α_{min}	f_{max}	\bar{d}_m mm	v_g cm/s	\bar{w}_m cm/s
1	0,080	189	0,54	100	8,0
2	0,079	200	0,55	104	8,2
3	0,061	245	0,36	93	5,7
4	0,075	200	0,47	96	7,2

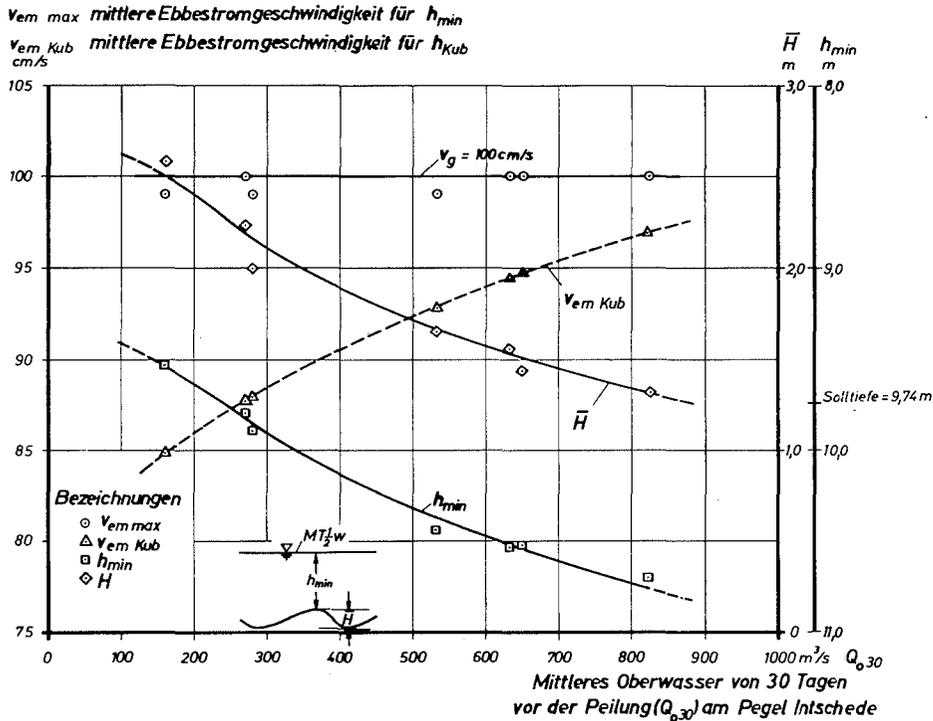


Abb. 4. Gleichgewichtszustände im Weserbereich 1

4. Vergleich mit Modellversuchen

In einem ersten Versuch wurden die Ergebnisse der Naturuntersuchungen (mittlere Wassertiefe rd. 11,0 m) mit Modellversuchen (Wassertiefen 0,25 m bis 1,0 m) verglichen (DILLO, 1960; FRANZIUS-INSTITUT, 1960).

Die Versuche wurden mit natürlichem Sand als Sohlenmaterial durchgeführt. Bei einer bestimmten mittleren Strömungsgeschwindigkeit wechselten die Sohlformen im Modell von kleinen Strömungsriffeln zu Bänken mit Verhältnissen von Höhe zu Länge $\frac{H}{L}$, die den Werten der Weserriffeln entsprechen. Die Kenngrößen der im Modell untersuchten Sande waren:

Tabelle 4
Kenngrößen der Modellgeschiebe

Modellgeschiebe	dm mm	$\frac{d_{90}}{d_{10}}$
„Syltsand“	0,30	2,32
„Norderneysand“	0,20	2,50
„Huntesand“	0,36	2,56

Bei den Versuchen mit dem „Huntesand“ wurden für mittlere Strömungsgeschwindigkeiten zwischen $v_m = 28 \text{ cm/s}$ und $v_m = 85 \text{ cm/s}$ kleine Strömungsriffel beobachtet. Bei $v_m > 85 \text{ cm/s}$ traten Bänke auf. Eine Extrapolation der in Abbildung 5 und 6 ermittelten Kurven für α und f ergibt für den „Syltsand“ und „Norderneysand“ Strö-

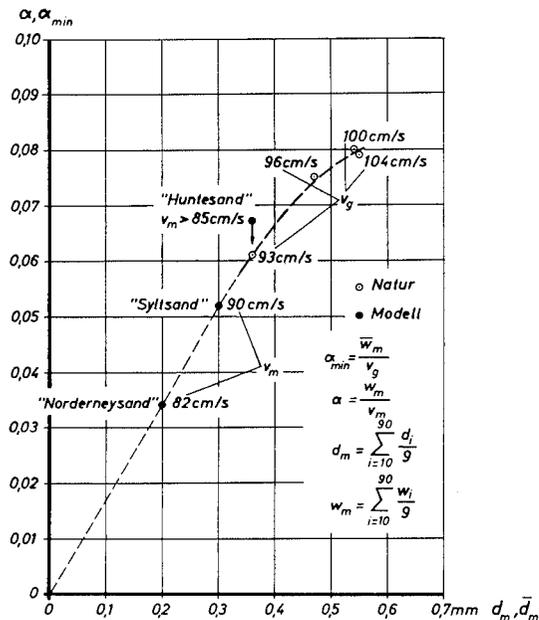


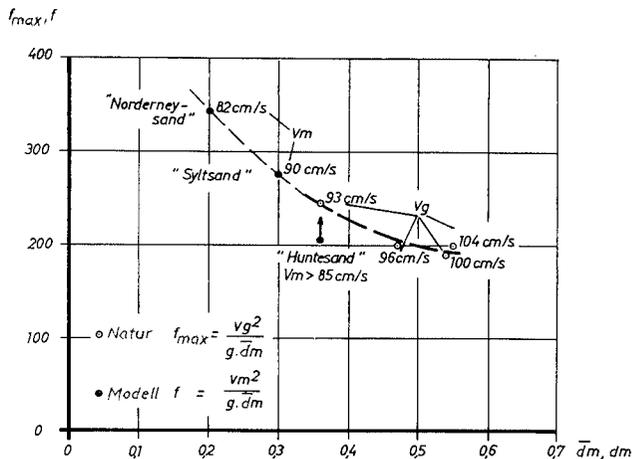
Abb. 5. α -Werte und maßgebender Korndurchmesser in der Natur und im Modell

mungsgeschwindigkeiten, bei denen etwa die Bankbildung während der Modellversuche von DILLO mit Tideströmungen im Naturmaßstab (eine Modelltide = 12,4 Std.) einsetzte.

Trotz der unterschiedlichen Randbedingungen hinsichtlich der Wassertiefen und der Gerinnegeometrie ist ein Zusammenhang zwischen den Ergebnissen aus der Natur und im Modell gut erkennbar.

5. Schlußbemerkung

Nach den beschriebenen Untersuchungen können sich bei etwa gleich großen mittleren Strömungsgeschwindigkeiten geometrisch ähnliche Sohlformen in der Natur und im Modell bei entsprechendem Sohlenmaterial ausbilden. Um diese Tendenz zu bestätigen, sind

Abb. 6. f -Werte und maßgebender Korndurchmesser in der Natur und im Modell

weitere Untersuchungen in der Natur und im Modell erforderlich. Deshalb sind umfassende Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen den Kennwerten des Sohlenmaterials und den Parametern α und f wünschenswert, um von der Bankbildung im Modell Rückschlüsse auf die Bankbildung in der Natur ziehen zu können und damit Übertragungskriterien zu finden.

Ausführlichere Beschreibungen der Untersuchungen sind in den „Mitteilungen des Franzius-Instituts“, Heft 40, 1974, veröffentlicht (NASNER, 1974a, 1974b).

6. Schriftenverzeichnis

- DILLO, H. G.: Sandwanderung in Tideflüssen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 17, 1960.
- FÜHRBÖTER, A.: Zur Mechanik der Strömungsriffel. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 29, 1967.
- FRANZIUS-INSTITUT: Berechnung des Feststofftransportes in der mittleren Hunte, unveröffentlicht, 1960.
- NASNER, H.: Über das Verhalten von Transportkörpern im Tidegebiet. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, Heft 40, 1974a.
- NASNER, H.: Dynamisches Verhalten von Transportkörpern, Vergleiche von Messungen in der Natur und im Modell. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Hannover, Heft 40, 1974b.
- WASSER- UND SCHIFFFAHRTSDIREKTION BREMEN: Mittlere Strömungsgeschwindigkeiten in der Unterweser für die Oberwassermengen $Q_0 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$, $282 \text{ m}^3/\text{s}$ und $600 \text{ m}^3/\text{s}$ bei mittlerer Tide, unveröffentlicht, 1972.
- WIENROTH, W.: Untersuchungen über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen durch Rohrleitungen und Kreiselpumpen. Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1967.

Erfahrungen über das Verhalten künstlich vertiefter Fahrrinnen in Tideästuarien am Beispiel der Wasserstraße Jade

Von Volkhard Wetzel

Summary

This contribution deals with the behaviour of specially-deepened shipping channels in mainly sandy tidal estuaries, for example in the Jade waterway.

The following points are characterized:

- *widespread fluctuation characteristics of the tidal estuary in question*
- *the influence of the deepening measures on the complete estuary*
- *the behaviour of the deepened bed of the channel and its adjacent areas (underwater slopes).*

Special attention is drawn to the last point.

The Jade waterway has been deepened from a fairly uniform depth of approximately 12 metres in 1957 at mean low water to an overall depth of approximately 19 to 20 metres at mean low water springs up to the period 1973/74 to permit, at the end of 1973, the passage of 250 000 ton deep water tankers with a draught of 20 metres. The sea bed soil conditions varied from fine grained sand and medium grained sand to marl and clay. As a result of these conditions the excavations were carried out exclusively with the aid of bucket ladder dredgers and suction dredgers. The resulting underwater slopes vary from 1:20 until more than 1:100, mainly 1:40.

Finally, the paper is intended to demonstrate the comparatively minor effects of the deepening of the Jade on the tidal water levels, and a comparison of the results of mathematical predictions and experiments carried out on models.

Im Bereich der Deutschen Bucht mit ihren vorwiegend sandigen Tideästuarien stellt die Jade eine geschlossene Meeresbucht dar, die maßgeblich durch die Sturmfluten im Verlaufe des 11.-16. Jahrhunderts geschaffen wurde. Sie mündet in einem verhältnismäßig engen Bereich, zusammen mit den Flüssen Elbe und Weser in die südöstliche Nordsee und bildet die Zufahrt zum Hafen Wilhelmshaven. Die Ästuarien dieser beiden Flüsse mit der Meeresbucht Jade stellen im äußeren Küstenbereich einen zusammenhängenden Raum dar, der unter dem periodischen Gezeitenwechsel ständigen, zum großen Teil in ihrem Zusammenhang und insbesondere in ihrer Quantität noch nicht voll bekannten Veränderungen unterliegt.

Die Jade mit ihrem charakteristisch langgestreckten Zulauf zu dem großen Tidewasserbecken, dem Jadebusen, ist mit der Entscheidung, sie sich Ende des 19. Jahrhunderts als Hafenzufahrt zunutze zu machen, bis zum Jahre 1960 nicht entscheidend verändert worden, wenn man von den Befestigungen am Übergang vom inneren zum äußeren Ästuar bei der Wattinsel Minseneroog und den laufenden, aber verhältnismäßig geringen Baggerungen bis zu diesem Zeitpunkt absieht. Die Veränderungen der Jade sind daher auch südlich der Linie Schillig-Mellum verhältnismäßig gering.

Die Außenjade ist in ihrer morphologischen Änderung, die sich vorwiegend in einer Sandbankwanderung von Südwest nach Nordost bemerkbar macht, eingehender untersucht. Über die Menge des transportierten Sandes besteht bisher allerdings auch hier noch keine Klarheit. Es ist aber zu erwarten, daß durch die künstlichen Eingriffe im äußeren

Jadebereich, verbunden mit den dabei erforderlichen laufenden Peilungen und Baggerungen, auch über die Quantität der Sandbewegung im Mündungsbereich der Jade und Weser weitere Erkenntnisse gewonnen werden.

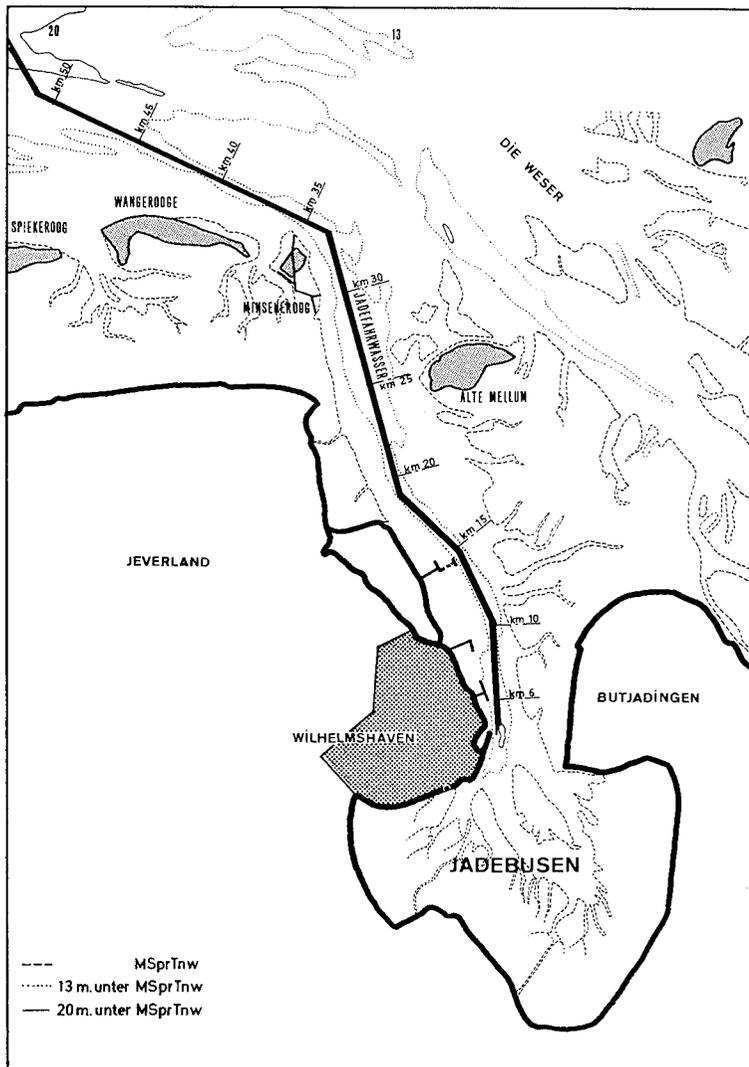


Abb. 1. Die Jade

Die Tideverhältnisse der Jade

Von besonderem Wert für das Frei- und Tiefhalten der Rinnen in der Innen- und Außenjade ist der Jadebusen. Die Tidewassermenge, die bei einer mittleren Tide bei Flut ein- und bei Ebbe ausströmt und damit den engsten Querschnitt am nördlichen Ausgang des Jadebusens im Bereich Wilhelmshaven-Eckwarderhörn passiert, beträgt rd. 450 Mill.

m³. Wichtig ist u. a. die Feststellung, daß die natürliche Sedimentation der Watten im Jadebusen offensichtlich bis ca. 1960 schneller vor sich ging, als die säkulare Veränderung der Wasserstände. Als mittleren Wert kann man dabei ein Abnehmen der Wassermenge in 50 Jahren um ca. 1 % annehmen. Parallel dazu ist zu beobachten gewesen, daß sich der Tidehub in dem genannten Profil bei Wilhelmshaven in einem Zeitraum von 50 Jahren um ca. 1 cm verminderte.

Der Tideverlauf in der Jade unterscheidet sich von den deutschen Tideflüssen insofern, als die Tidewelle am Jadebusen praktisch total reflektiert wird, im Gegensatz zu den bei Tideflüssen sonst auftretenden laufenden Teilreflexionen.

Daher treten folgende Erscheinungen auf:

1. Der Tidehub wächst von See bis zum Rand des Jadebusens von 2,65 m auf 3,75 m.
2. Die Flutdauer nimmt von Wangerooze bis in den Jadebusen von 5,47 Std. auf 6,12 Std., d. h. um 25 Min. zu.
3. Flut- und Ebbestrom kentern bei Wilhelmshaven 10–15 Min. nach Tidehochwasser und Tideniedrigwasser.

In der Außenjade kentern die Ströme etwa 45 Min. später als Tidehochwasser bzw. Tideniedrigwasser. Örtlich kann das allerdings erheblich unterschiedlich sein. Diese Verhältnisse beeinflussen die Strömungen in der Jade maßgeblich. Da in der Innenjade die Tidewassermengen in etwa gleichen Zeiten und mit ungefähr gleich hohen mittleren Wasserständen ein- und ausströmen, sind die Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbe- und Flutstrom weitgehend gleich. Oberwassereinflüsse sind bei den geringen Zuflüssen in die Meeresbucht praktisch auszuschließen.

Aus diesen Strömungsverhältnissen heraus ergibt sich, daß keine starken, einseitig überwiegenden Restströme vorhanden sind.

In der Außenjade werden die Flutströmungen durch die kürzere Flutstromdauer zwar vergrößert, aber durch den größeren Querschnitt beim Flutstrom wieder verkleinert.

Von besonderer Schwierigkeit für die Nutzung der Jade als Hafenzufahrt war der Übergang von der Außen- in die Innenjade. In diesem Bereich lösten sich aus der küstenparallelen Sandbewegung heraus stets Sandbänke, die in periodischen Abständen die Mündung der Jade durchwanderten und somit eine ständige Veränderung der Fahrrinne verlangten.

Um die zunächst für eine Regulierung und später für eine Vertiefung des Fahrwassers notwendige konstante Lage zu erreichen, entschloß man sich bereits frühzeitig (etwa 1910) zur Anlage von Strombauwerken auf der Wattinsel Minseneroog.

Hierdurch konnte zwar die Wanderung des Sandes nicht verhindert werden, aber mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln eine Räumung der Fahrrinne von wieder eingetriebenem Sand durchgeführt werden.

Die Wanderung der Sandbänke im weiteren Bereich der Außenjade wurde durch Strombaumaßnahmen mit festen Bauwerken nicht beeinflusst. Als Anhaltswert können dabei Wanderungsgeschwindigkeiten der Sandbankschwerpunkte von ca. 30–120 m pro Jahr angegeben werden.

Die Vertiefung der Jade

Vom Beginn der Nutzung der Jade als Fahrwasser Ende des 19. Jahrhunderts bis 1945 reichten die natürlichen Tiefen weitgehend aus, so daß insgesamt mit geringen Baggerungen von rd. 40 Mio. m³ und Strombaumaßnahmen bei Minseneroog die erforderlichen Wassertiefen gehalten werden konnten. 1957 entschloß man sich, verbunden mit der

Ansiedlung einer Ölumschlaganlage bei Wilhelmshaven, die Jade den wachsenden Schiffstiefgängen in der Tankerfahrt anzupassen.

Das Jadefahrwasser hatte sich über mehr als ein Jahrzehnt auf Tiefen von 10–11 m unter Tideniedrigwasser gehalten und wurde bis 1974 auf eine Tiefe von im Mittel 19 bis 20 m unter Mittelspringtideniedrigwasser ausgebaut. Diese Maßnahmen wurden ausschließlich mit Baggerungen durchgeführt.

Neben den hydrologischen Faktoren haben die Bodenverhältnisse einen wesentlichen Einfluß auf die Vertiefung der Tiderinne. Maßgebend für die Beschaffenheit des Jadeuntergrundes sind die Sedimente des Pleistozäns mit Überlagerungen aus jüngsten Meeresüberflutungen, wobei sich im Fahrwasserbereich überwiegend grobe Bestandteile, Sande und Kiese ablagern, während in dem angrenzenden Raum Feinsande und Schluffe an der Oberfläche liegen.

Der tiefere Untergrund, der bei den Baggerungen auf 20 m unter MSpTnw erreicht wurde, besteht zum Teil aus Mittelsand, in dem örtlich mächtige Tonschollen eingelagert sind, die durch eiszeitliche Gletscherbewegungen aus größerer Tiefe z. T. senkrecht aufgefaltet sind.

Das Gefüge solcher Fahrinnenbereiche ist nicht einheitlich, da die Bruchstellen der Tonschollen häufig mit Sanden und Schluffen gefüllt sind.

Bei dem Ton handelt es sich zum Teil um den sogenannten Lauenburger Ton, meist hoch vorbelastet.

Die Lagerungsdichte der anstehenden pleistozänen Sande ist sehr hoch, mit Spitzen-druckwerten von 200 kg pro cm².

Um neben anderen Methoden, wie Isotopenuntersuchungen, einen Überblick über die Bewegung der Sande an der Fahrwassersohle zu erreichen, wurden Untersuchungen über Korngrößenverteilung der Sande in der Jade und ihren Sortierungsgrad angestellt. Die Dichte des Probenentnahmenetzes, Durchmischung des Materials durch Baggerungen und die mögliche Erfassung älterer Ablagerungen beeinflussen allerdings die Genauigkeit dieser Ermittlungen negativ.

Bei der Untersuchung der Korngrößenverteilung ergab sich, daß großflächige Feinsandgebiete nur im äußeren Teil des Wangerooger Fahrwassers auftreten und daß die nach Süden angrenzenden groberen Sedimente diesen Bereich nicht erreichen.

Im Übergangsbereich von der Außen- zur Innenjade tritt eine deutliche Vergröberung des Materials auf mit Schwankungen in den Mittel- und Grobsandbereich, z. T. mit kiesigem Charakter. In diesem Bereich bilden sich überwiegend auch Großriffe (Sanddünen) mit Höhen bis zu 5–6 m.

Im Verlauf der Vertiefungsbaggerungen, besonders in der Innenjade, trat insgesamt eine breitere Streuung und Vergröberung der Sande ein. Nach den Analysen und Vergleichen einzelner Proben scheint es charakteristisch zu sein, daß entlang der Fahrrinne ein rhythmischer Wechsel von gröberem und feinerem Material besteht, wobei zeitliche Schwankungen um einen Mittelwert auftreten.

Gröberes Bodenmaterial ist weitgehend ortskonstant. Feinsande sind leicht in Bewegung zu setzen und überqueren Gebiete mit gröberem Bodencharakter. Sie führen zu kurzfristigen Wiedereintreibungen und versuchen vorwiegend Ungleichförmigkeiten in der Sohle, bzw. das natürliche Gleichgewicht, sofern es durch Baggerungen gestört ist, wiederherzustellen.

Während der Vertiefungsbaggerungen wurden kontinuierlich die Querprofile des Fahrwassers und der angrenzenden Bereiche aufgetragen.

Es sollten hierbei der Einfluß der Baggerungen auf die Morphologie der Gewässer-

Querprofile im Jedefahrwasser
Crossprofiles Jade - Waterway

1973 - rot - red 
 1967 - braun - brown 

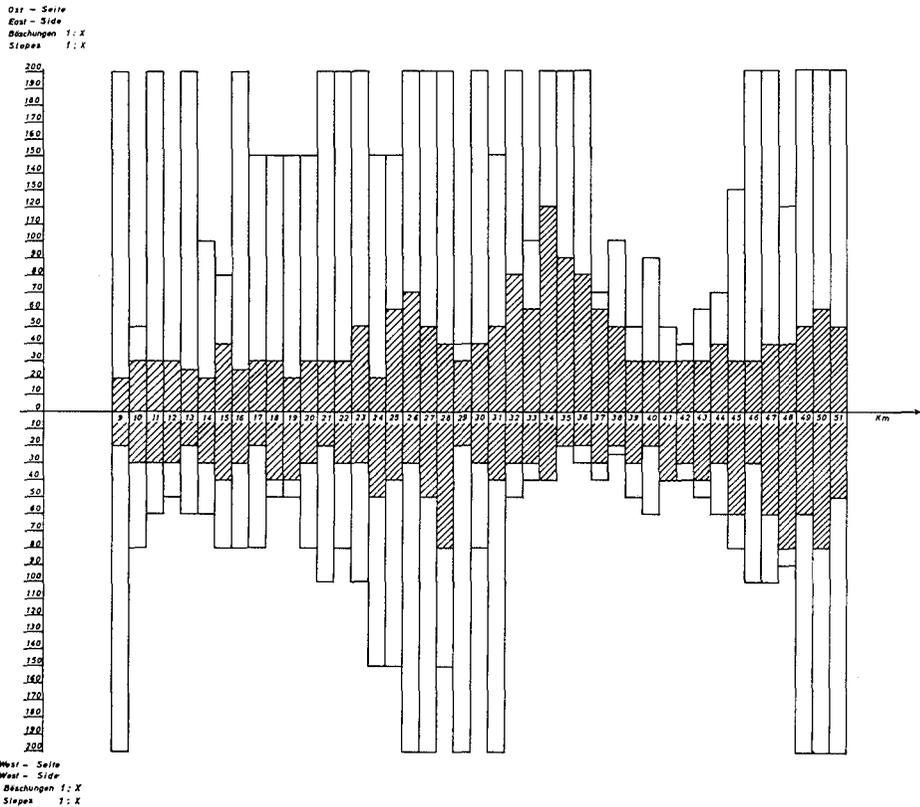


Abb. 2

sohle und die Aufweitung des Durchflußquerschnittes beobachtet werden. Für die verschiedenen, zeitlich aneinanderschließenden Vertiefungsstufen war zudem eine Abschätzung der erforderlichen Baggermenge von Wichtigkeit.

Gutachterliche Äußerungen vermuteten dabei, daß sich die Unterwasserböschungen auf ein Maß von 1:5 einstellen würden. In keinem der betrachteten Querschnitte konnte jedoch ein solch steiles Profil gemessen werden.

Vergleiche mit konzentrierten Sandentnahmen auf engen Bereichen in Tiefen bis zu 40 m unter Gewässersohle zeigten allerdings, daß sich bei ähnlichen Strömungs- und Bodenverhältnissen wie in der Fahrrinne über Zeiträume von mehreren Monaten Böschungen mit einem Verhältnis von 1:3 bis 1:4 hielten. Bei dem Fortschritt der Fahrwasserbaggerungen, wobei überwiegend große Schleppkopfsaugbagger eingesetzt wurden, blieben die Unterwasserböschungen stets flacher als 1:20. Nähere Untersuchungen in Einzelbereichen ergaben, daß langfristig überwiegend mit natürlichen Böschungen von 1:30/1:50 zu rechnen ist. Dieses Maß kann erheblich unterschritten werden, sofern durch künstliche Strombauwerke (Buhnen) eine Festlegung der Böschungsbereiche erfolgt. Bei der Watt-

insel Minseneroog wurden hierbei Böschungen bis nahe an 1:10 gemessen. Es stellte sich aber heraus, daß diese Verhältnisse sehr instabil sein können.

Im Bereich der Strombauwerke und in ihrem nördlichen Anschluß zeigen langfristige morphologische Vergleiche keine gravierenden Unterschiede. Kurzfristig innerhalb von 1–3 Jahren bauen sich jedoch in diesem Bereich räumlich relativ engbegrenzte Unterwassersandbänke auf. Parallel zu einer solchen Sandablagerung von 3–4 m Mächtigkeit in den Jahren von 1970–1973 erfolgte im benachbarten Fahrwasserbereich eine künstliche Vertiefung durch Baggerungen von etwa 3 m gegenüber dem Zustand von 1970.

Da über diese Jahre hinweg bis zum Winter 1973 keine größeren Sturmfluten oder stark erhöhten Kettentiden mit entsprechenden Strömungs- und Wellenverhältnissen aufgetreten waren, hatten sich die aus Ablagerung und im angrenzenden Fahrwasserbereich parallel erfolgten Vertiefung resultierenden Böschungen lange gehalten. Infolge der Sturmfluten im November/Dezember 1973 gerieten diese Unterwasserböschungen bzw. Sandplatten im Bereich der Strombauwerke in Bewegung und führten zu außerordentlich schwerwiegenden Wiedereintreibungen in die Fahrrinne.

Von besonderer Bedeutung ist es dabei, daß in den äußeren Fahrwasserbereichen die Seevermessung der Fahrrinne durch Schlechtwetterperioden stark eingeschränkt werden kann, wodurch solche Wiedereintreibungen unter Umständen erst sehr spät festgestellt werden.

Aus den vergleichenden Auftragungen der verschiedenen Fahrrippenzustände während der Vertiefung ergibt sich, daß man bei den Baggerungen den Böschungsbereich stets intensiv mit beobachten sollte und den u. U. relativ schnell erfolgenden Wiedereintreibungen aus den zu steilen Böschungsbereichen durch Vorratsbaggerungen an den Fahrrippenseiten oder durch Baggerungen auf den Böschungen begegnen sollte. Dies gilt allerdings vorwiegend für Fahrwasserbereiche, in denen durch den Einsatz mit Schleppkopfsaugbaggern allein eine Vertiefung erreicht wurde. War der Einsatz von Eimerkettenbaggern erforderlich zur Beseitigung bindiger Bodenarten, sollte untersucht werden, ob die eingelagerten Tonschichten nicht eine Stabilisierung der Böschung hervorrufen.

Bei den Verhältnissen an der Jade stellte sich allerdings bei den Profilvergleichen heraus, daß Bereiche, in denen bindige Bodenarten, Tone, Mergel gebaggert wurden, trotzdem vergleichbar flache Böschungen zu Fahrwasserbereichen mit reinen Sandhorizonten aufwiesen. Ein Grund hierfür liegt wahrscheinlich in der geringen Mächtigkeit der Tonschichten, z. T. weniger als 1 m, wodurch die darunter liegenden Sande ausgewaschen wurden, was zum Ausgleich der Böschungen geführt haben kann.

Bei der Vertiefung der Fahrrinne zeigte sich bei näheren Untersuchungen in einem Stromspaltungsbereich, daß – wie bereits vermutet – die um mehr als 10 m vertiefte Fahrrinne die Strömungen an sich zog, wodurch die ursprünglich stromteilende Bank überströmt wurde. Obwohl in diesem Bereich noch andere Ursachen für die zunehmende Wanderung dieser stromteilenden Bank zu vermuten sind, wird ein Grund maßgeblich in der Vertiefung des Fahrwassers gesehen. Die Wanderung der hier auch feineren Sedimente über die Bank und die Beseitigung der Wiedereintreibung aus dem Fahrwasser durch Baggerungen führt zu verhältnismäßig steilen Böschungen von 1:20. Diese maßgeblich während der vier letzten Vertiefungsjahre erfolgte Aufsteilung und zugleich Erhöhung der Sandbank zeigt – ähnlich wie bei den Verhältnissen von Minseneroog – eine Neigung zu intervallmäßigen Veränderungen bei höheren Strömungsgeschwindigkeiten und Wellenangriff, was bis zu einem neuen Gleichgewichtszustand in diesem Fahrwasserbereich zu unregelmäßigen stärkeren Wiedereintreibungen führt.

Verlagerung des Heppenser Fahrwassers und der Geniusbank
von 1909 bis 1973

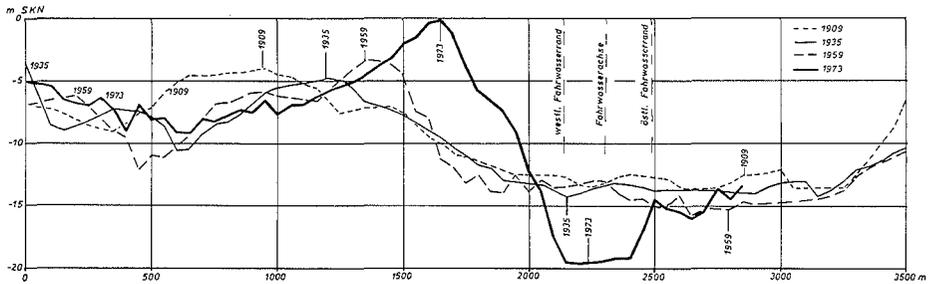


Abb. 3

Veränderungen der Tideverhältnisse infolge der Vertiefung

Zur Abschätzung der voraussichtlichen Veränderungen der Tideverhältnisse in der Jade wurde eine Tidewellenberechnung durchgeführt. Hierbei wurden auch die Einflüsse einer Watteindeichung am westlichen Jadeufer berücksichtigt. Die theoretischen Veränderungen gegenüber einem angenommenen Ausgangszustand von 1965 (13-m-Ausbau der Jade) zeigten ein Absinken der mittleren Tide bis zu 8 cm im Bereich Mellum und eine Erhöhung der gleichen Tide um etwa 2 cm ohne Watteindeichung und bis zu 4 cm mit Watteindeichung (Abb. 4).

In einem wasserbaulichen Versuchsmodell (M. d. L. 1:500, M. d. H. 1:100) der Innenjade wurden die Tideverhältnisse infolge des Ausbaues vergleichsweise untersucht. Veränderungen infolge Ausbaues bzw. Eindeichung konnten nicht festgestellt werden. Weitere Untersuchungen werden an einem Großmodell (M. d. L. 1:750, M. d. H. 1:100), das den Bereich der Jade und Weser umfaßt, z. Z. angestellt, sind aber bisher noch nicht endgültig ausgewertet.

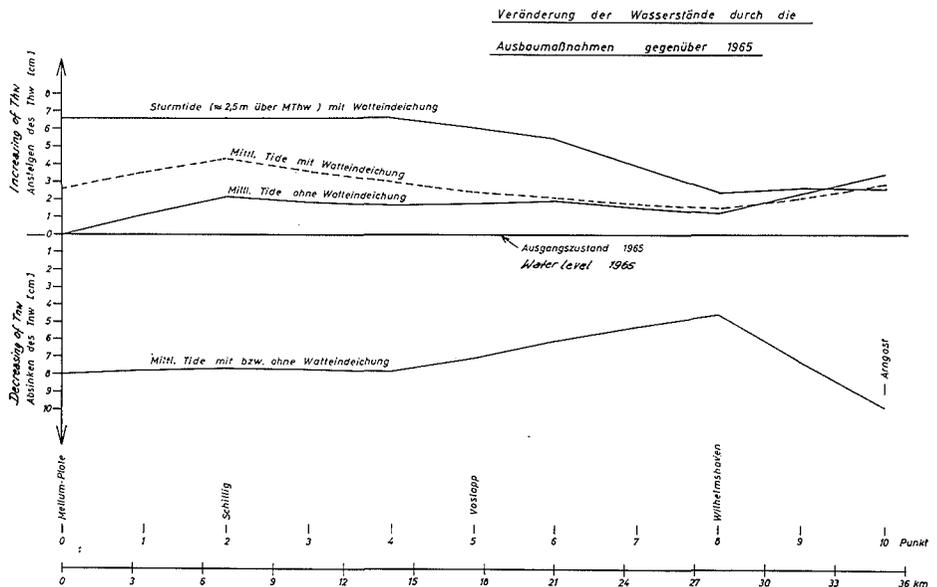


Abb. 4

Natur- und Modellmessungen der Stoffausbreitung in Ästuarien

Von F. Ohlmeyer und D. Berndt

Zusammenfassung

Die zunehmende Industrialisierung des Küstenraumes erfordert Methoden, die eine Voraussage von Konzentrationen bei Abwasser- oder Kühlwassereinleitungen gestatten. Der Bericht behandelt vornehmlich hydraulische Modellversuche. Vergleiche zwischen Natur und Modell dienen der Verifikation von Modellversuchen. Die Ergebnisse bestätigen, daß ein bestimmtes Verzerrungsverhältnis für die Simulierung der turbulenzbedingten Ausbreitung im Modell erforderlich ist. Die Bestimmung der Konzentration bei abbaubaren Stoffen ist möglich.

Summary

The increasing industrial settlement in coastal regions requires for methods to predict the concentration rates of sewage and thermal pollutants. This paper focusses on hydraulic modelling. Comparisons between prototype and model data serve to verify model tests. The results confirm the relation of distortion to be necessary for a good simulation of the turbulence induced spreading process in the model. Estimations of decaying pollutants are possible.

Einleitung

Die Küstenzonen der Industrieländer Westeuropas und anderer vergleichbarer Gegenden der Welt sind ein bevorzugtes Feld für industrielle Neuansiedlung. Die wirtschaftlichen Gründe hierfür sind:

1. Lage am tiefen Wasser, erreichbar durch größte Schiffe und 2. die zunehmende Größe der Einheiten von Wärmekraftwerken und chemischen Industriebetrieben erfordert große Wassermengen.

So sind heute Kühlwassermengen von 200 bis zu 500 m³/s keine Utopie mehr. Im allgemeinen sind derartig große Mengen nur noch in Küstenregionen verfügbar, besonders in Ästuarien, wo die Wasserbewegung hauptsächlich tidebedingt ist. Abbildung 1 zeigt die Neuansiedlung von Kraftwerken und Industrien im Bereich der Deutschen Bucht. Die schattierten Flächen bezeichnen die bestehenden Tidemodelle.

Zur Vermeidung von Umweltschäden durch die Einleitung industrieller, häuslicher oder thermischer Abwässer und um die Wirkung eines thermischen Kurzschlusses der Wärmekraftwerke zu minimalisieren, ist es erforderlich, genaue Informationen über die Konzentrationen bzw. Temperaturen zu erhalten, die in diesen Gebieten auftreten werden.

Die Wege zu dieser Information sind bekannt:

1. direkte Messungen in der Natur
 2. mathematische Modelle
 3. hydraulische Modelle
- } oder hybride Modelle

Direkte Messungen sind zu einem gewissen Grade eine notwendige Voraussetzung für die beiden anderen Wege. Sie bieten darüber hinaus noch die Möglichkeit, die Ergebnisse

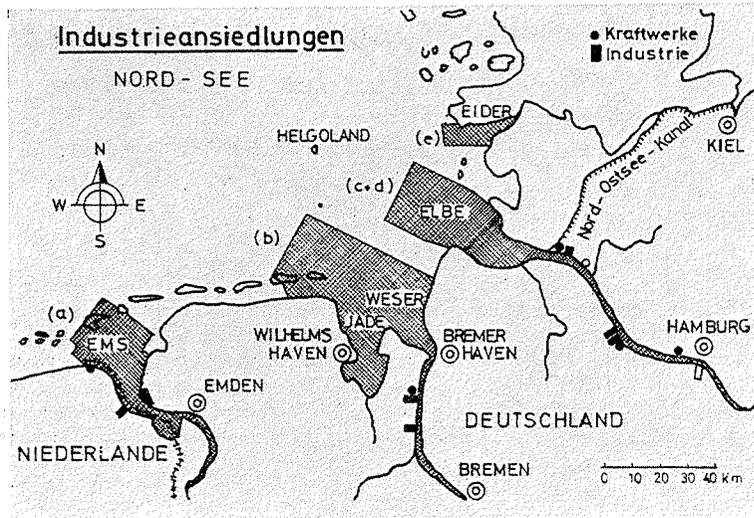


Abb. 1. Industrieansiedlung in der Deutschen Bucht

der Modellversuche zu überprüfen. Aber oft sind hierfür dann keine Mittel vorhanden.

Natürlich ist es nicht erforderlich, das gesamte Gebiet durch Messungen zu erfassen – das wären dann Modellversuche im Maßstab 1:1 –, sondern es genügen lediglich einige spezifische Werte.

Derartige Vergleiche konnten von der *Bundesanstalt für Wasserbau* gemacht werden, die Modellversuche und Naturmessungen in den Ästuarien der Elbe und Ems ausgeführt hat. Diese Ästuarien gehören dem gut durchmischten Typ (ohne Schichtung) an, der Tidenhub beträgt 2,5 bis 3,5 m.

Rezirkulation

Ein Gegenstand der Untersuchungen war die Rezirkulation von Kühlwasser. Abbildung 2 zeigt das Schema eines Kühlkreislaufes: Für die Dauer einer halben Tide ist direkte Rezirkulation kaum vermeidbar. Der Temperaturanstieg betrug in einem untersuchten Fall etwa 5° C bei einer Temperaturspanne von $\Delta T_0 = 10^\circ \text{C}$ am Kondensator.

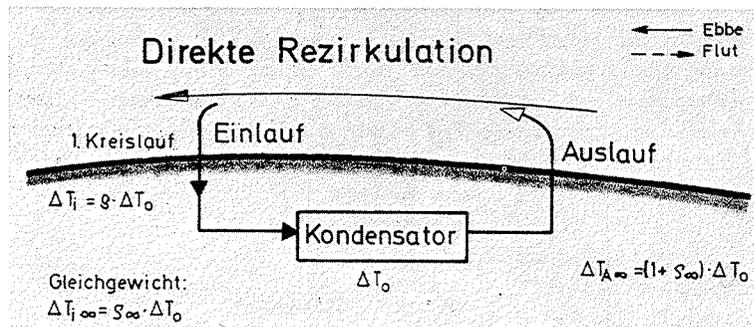


Abb. 2. Kühlwasserkreislauf eines Wärmekraftwerkes

Der Rezirkulationsfaktor $\zeta = \frac{\Delta T_i}{\Delta T_o}$ (mit ΔT_i = Temperaturanstieg am Einlauf nach dem ersten Kreislauf) kann ausgedrückt werden als $\zeta = \frac{\zeta_\infty}{1 + \zeta_\infty}$, worin $\zeta_\infty = \frac{\Delta T_{i\infty}}{\Delta T_o}$ und $\Delta T_{i\infty}$ der maximale Temperaturanstieg nach unendlich vielen Kreisläufen bedeutet. Für ein $\Delta T_{i\infty} = 5^\circ \text{C}$ ergibt sich also ein $\zeta = 0,33$. Diese Beziehung ist von der geometrischen Reihe $\zeta_\infty = \sum_{n=1}^{\infty} \zeta^n$ abgeleitet. Es ist zulässig, mit ζ_∞ zu rechnen, da die Reihe sehr rasch konvergiert und bereits nach wenigen Kreisläufen der Endwert ζ_∞ praktisch erreicht wird.

Der Rezirkulationsfaktor kann auch als Mischungsbeiwert aufgefaßt werden. Die Temperaturkurven (Abb. 3) zeigen zwei charakteristische Spitzen, die kurz vor bzw. nach den Stromkenterungen auftreten, wenn nämlich die Geschwindigkeit im Tidefluß gegen Null geht und daher die Querausbreitung im Fluß vorherrschend wird. Ohne Mischung würde totale Rezirkulation erfolgen ($\zeta = 1$; $\zeta_\infty \rightarrow \infty$).

Mit Hilfe von Modellversuchen konnte die Rezirkulation eines Wärmekraftwerkes von 0,52 auf 0,23 verringert werden, d. h. um mehr als 50 %. Die Lösung war eine 30 m lange Stahlspundwand unterhalb des Auslaufbauwerkes. Die Lage der Einlauf- und Auslaufbauwerke zeigt die Abbildung 4, eine Aufnahme des Kraftwerkes im Modell aus der

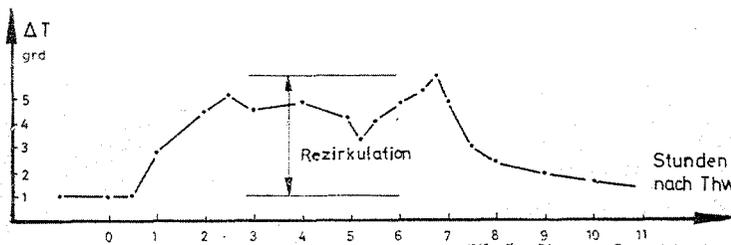


Abb. 3. Steigende Temperaturkurve während des Ebbstromes

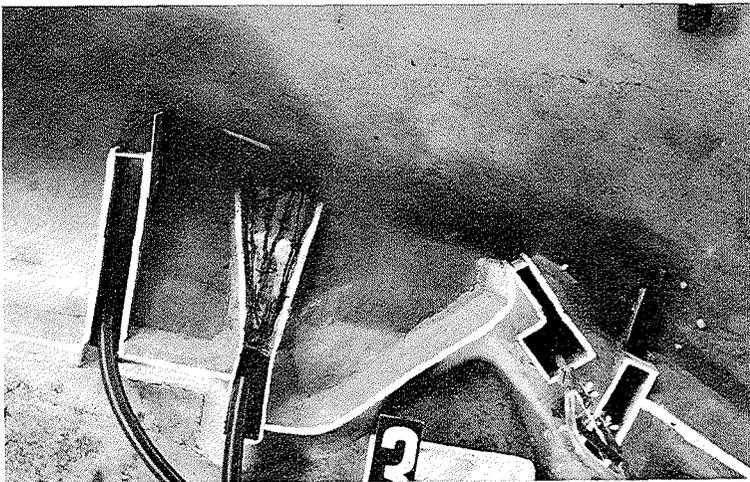


Abb. 4. Die Kraftwerke im Modell

Vogelperspektive; von links nach rechts: Einlaß, Auslaß des Kernkraftwerkes; Einlaß, Auslaß des Ölkraftwerkes.

Um den Einfluß des einen Kraftwerkes auf das andere bei den Untersuchungen zu trennen, wurde *Rhodamin-B* als Tracer verwendet. Dadurch konnte außerdem der Einfluß von Einleitungen aus früheren Tiden eliminiert werden.

Ausbreitungsvorgang

Während der Kenterzeit kann eine bemerkenswert starke Querausbreitung beobachtet werden, die offenbar durch die größere initiale Strahlausbreitung hervorgerufen wird. Dabei weist die Fahne des eingeleiteten Wasserkörpers eine eigentümliche Form auf, die

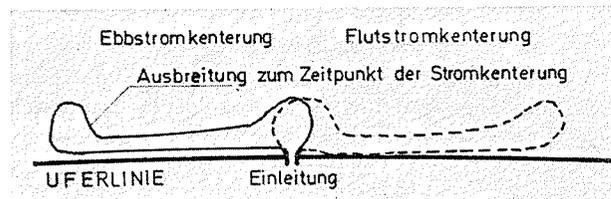


Abb. 5. Die Form der Fahne

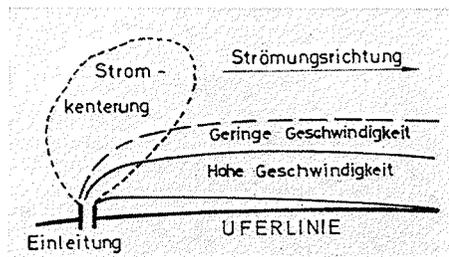


Abb. 6. Die Fahne bei verschiedenen Tidephasen

in Abbildung 5 wiedergegeben ist. Abbildung 6 zeigt die Verbreiterung der Fahne bei geringeren Fließgeschwindigkeiten. Aber die Querausbreitung ist auch im freien Strom während der Kenterungen wesentlich größer als bei hohen Fließgeschwindigkeiten des Flusses und beruht auf dem Vorhandensein großräumiger Wirbel. Das Zusammenwirken zwischen konvektivem Transport und turbulenter Diffusion beherrscht im wesentlichen den Ausbreitungsprozeß im Tidegebiet.

Modellversuche

Eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Natur setzt sowohl eine genaue Nachbildung des Geschwindigkeitsfeldes als auch eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung der turbulenten Diffusion während aller Tidephasen voraus.

Das letztere ist nur mit Hilfe eines bestimmten Maßstabsverhältnisses möglich, wobei

der Tiefenmaßstab $\lambda_2 = \lambda_1^{3/4}$ sein muß (Beziehung der Verzerrung für turbulentes Fließen im rauhen Bereich, $\lambda_1 =$ Längenmaßstab).

Diese Beziehung wird mittels der Dimensionsanalyse aus folgenden Gleichungen abgeleitet: der Gleichung von KOLMOGOROFF (1), der Gleichung der turbulenten Diffusion (2) und der Rauigkeitsbedingung $\lambda_r = 1$ unter Verwendung der MANNING-STRICKLER-Formel (3), die für den turbulenten Abfluß im hydraulisch rauhen Bereich ($Re > 1200$) maßgebend ist.

$$(1) \quad E = c \cdot G^{1/3} \cdot l^{4/3} \quad (\text{KOLMOGOROFF})$$

$E =$ Diffusionskonstante
 $G =$ Energiedissipation pro Masseneinheit
 $l =$ charakteristische Länge
 $c =$ Konstante

$$(2) \quad -\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial y} \left(E_y \frac{\partial c}{\partial y} \right)$$

$$(3) \quad u = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (\text{MANNING-STRICKLER})$$

Die Energiedissipation und die Reibung sind in diesem Bereich nur von $\frac{h}{d}$ abhängig ($h =$ Höhe des Widerstandes, $d =$ Wassertiefe), das heißt nur von geometrischen Parametern, die leicht im hydraulischen Modell zu simulieren sind. Modelle im Maßstab 1:100 (Tiefen) und 1:500 (Höhen) erfüllen diese Bedingungen und haben gute Ergebnisse gezeigt.

Vergleich von Modellergebnissen mit Naturmessungen

Verschiedene Naturmessungen wurden ausgeführt, um die Ergebnisse der Modellversuche bezüglich der Querausbreitung der Abwasser- bzw. Abwärmefahne zu verifizieren. Abbildung 7 zeigt die Querverteilung der Fahne $1\frac{1}{2}$ Stunden vor Niedrigwasser, 90 m unterhalb des Auslasses und 3 m unter der Oberfläche (Test im Nahbereich). Sowohl Temperaturen als auch Rhodamin-Konzentrationen wurden in Natur und Modell gemessen. Letztere wurde mit einem Turner Fluorometer bestimmt. Die Ergebnisse der Natur-

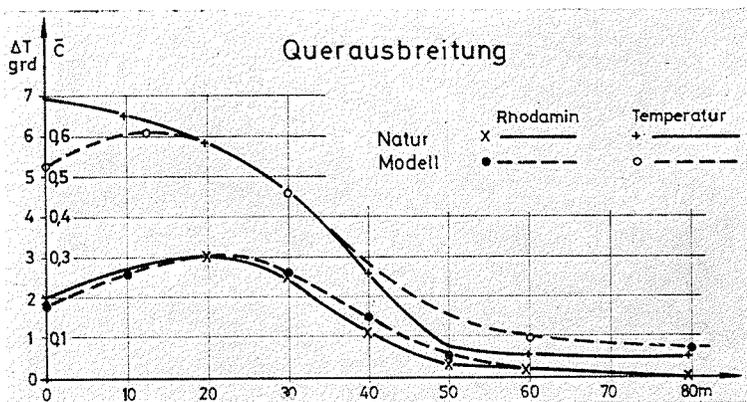


Abb. 7. Querverteilung $1\frac{1}{2}$ Stunden vor Tnw

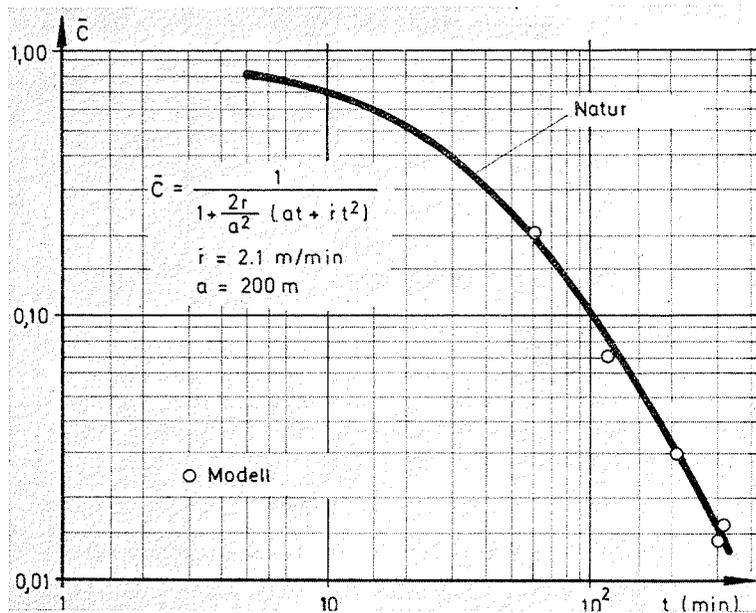


Abb. 8. Abnehmende Maximalkonzentration eines Farbflekes in Natur und Modell

messungen stimmen sehr gut mit den Modellmessungen überein. Der Vergleich zwischen der Ausbreitung eines Farbflekes in der Natur und im Modell wird durch das Diagramm der Abbildung 8 wiedergegeben. Abbildung 9 zeigt den *Rhodaminfleck* kurz nach der Einbringung durch ein Schiff von einem 200 m hoch fliegenden Flugzeug aus.

Die Registrierung von zeitabhängigen Temperatur- und Konzentrationskurven an festen Orten (Ganglinien) hat sich bei der Beurteilung von Einleitungen im Tidegebiet als vorteilhaft erwiesen, da hierbei Maximal- und Minimalwerte wiedergegeben werden (Abb. 10). Dadurch ist es auch möglich, den Einfluß aus früheren Tiden zu eliminieren. Die

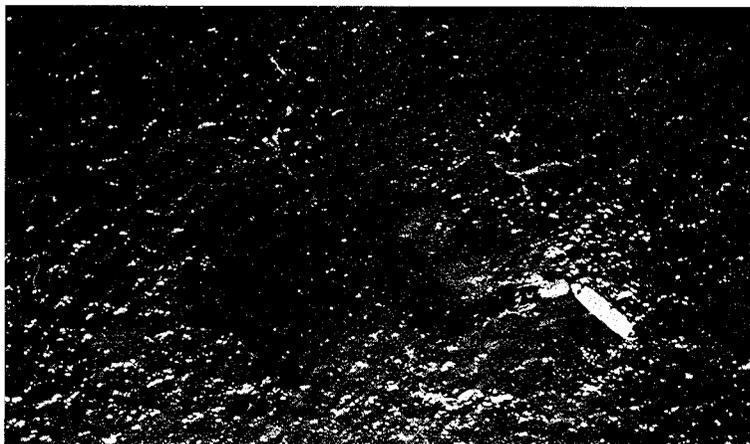


Abb. 9. Farbfleck aus 200 m Höhe

Schwingung rührt allein von der Tidebewegung her, und bereits nach etwa 5 bis höchstens 10 Tiden ist ein Gleichgewichtszustand praktisch erreicht.

Verwendbarkeit von physikalischen Modellen

Durch Vergleich zwischen Natur- und Modellmessungen wird bestätigt, daß es möglich ist, in *einem* Modell nicht nur die Ausbreitung im Fernbereich zu simulieren, wo der Vermischungsvorgang von der freien Turbulenz des Flusses und seinem heterogenen Geschwindigkeitsfeld bestimmt wird, sondern auch die initiale Ausbreitung des eingeleiteten Strahles im Nah- und Übergangsbereich. In diesem Bereich sollten Ausdehnung und Verteilungsbild der Fahne zu allen Tidephasen korrekt simuliert werden. Dies ist möglich durch die Verwendung künstlicher Rauigkeitselemente im Auslaß.

Ergänzend zu den Ausführungen FLÜGGE und SCHWARZE (Beitrag S. 124) muß hervorgehoben werden, daß die Modellverzerrung nicht nur einer guten Simulierung der Wärmeabgabe im Modell dienlich ist, sondern daß sie darüber hinaus eine notwendige Voraussetzung für die Nachbildung dispersiver Vorgänge in hydraulischen Modellen darstellt. Die Maßstäbe können daher nicht frei gewählt werden, sondern sie sind an bestimmte Beziehungen und Bedingungen gebunden.

Die Verwendung der „charakteristischen Länge“ in KOLMOGOROFFS Gleichung (siehe oben) geschieht nur relativ, d. h., ohne die wirkliche Größe zu kennen. Sie wird nur in dimensionsloser Form in der angewandten Analyse verwendet. Praktisch betrachtet ist die „charakteristische Länge“ gleich dem Durchmesser der größten Wirbel, welche die volle Breite des Stromes ausfüllen können.

Abbau bei Einleitungen

Organische Abwässer, radioaktive Kontaminierungen und Kühlwasser sind einem „Abbau“ ausgesetzt. Dieser Abbau kann nicht in physikalischen Modellen nachgebildet werden, sofern beständige Tracer verwendet werden. Es gibt aber die Möglichkeit, diesen Abbau nachträglich in die Konzentrationswerte einzurechnen, die das Modell auf Grund der rein dispersiven Prozesse (Konvektion und turbulente Diffusion) geliefert hat.

Dazu muß noch die jeweilige Abbaukurve bekannt sein. Wie die Abbildung 11 zeigt, wird eine Einleitung simuliert, die nur eine Tide währt. Die auftretenden Konzentrations- oder Temperaturwerte müssen dann reduziert werden, indem man sie mit der jeweiligen Abbaurate multipliziert. Eine folgende Integration ergibt dann die gewünschte Kurve für die Einleitung eines unbeständigen Stoffes an dem betreffenden Meßpunkt im Ästuar. Der Zeitschritt der Integration ist bei dieser Rechnung eine Tide, also 12 Stunden und 25 Minuten.

Zusammenfassung

FROUDESche Tidemodelle haben sich neben zweidimensionalen mathematischen Modellen als brauchbares Mittel erwiesen, um Informationen über die Konzentration von Stoffen (oder Wärme) zu erhalten, wenn diese in Tidegewässer eingeleitet werden. Der Abbau von unbeständigem Stoff (Abwasser, Wärme) kann durch die Verwendung der Abbaukurve berücksichtigt werden. Die Höhenverzerrung ist zur Nachbildung der Turbu-

lenz erforderlich. Eine Verzerrung von 1:500/1:100 und die Verwendung von speziellen Rauigkeitselementen hebt offenbar die Wirkung einer unterschiedlichen turbulenten Diffusion in horizontaler und vertikaler Richtung entsprechend der Theorie auf. Der Fließvorgang sollte auf jeden Fall turbulent sein und im hydraulisch rauhen Bereich liegen.

S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

1. CRICKMORE, 1972: Tracer tests of eddy diffusion in field and model, Proc. of the ASCE HY 10.
2. OHLMEYER/VOLLMERS, 1973: Thermal and sewage pollution in tidal areas, Proc. of the 15th IAHR Congress, Vol. 2, Istanbul.

Ein neues Verfahren zum Verbau von Tideflüssen

Von Hans-Gerhard Knieß

Summary

The main channel of the Eider river in Northern Germany was the final part to be crossed to complete a barrage across the estuary. For the closure of the gap measuring 600 metres a new method was used. In principle, the cross section of the channel was gradually reduced by pumping sand in between two permeable steel walls crossing the gap. Model tests and nature measurements preceded and accompanied the operation, confirming the suitability of the method for closing tidal rivers.

Der Verbau von Tideflüssen ist ein risikoreiches Unternehmen, da der Tidestrom periodisch seine Richtung, seine Geschwindigkeit und seinen Wasserstand ändert. Bei dem letzten wesentlichen Abschnitt der Baumaßnahme Eiderabdämmung wurde ein neues Verfahren zum Verbau von Tideflüssen entwickelt und erfolgreich angewendet. Im Gegensatz zu sonst üblichen Verfahren wurde dabei die Hauptstromrinne der Eider, der Purrenstrom, nur durch Aufspülen von Sand unter dem Schutz von durchlässigen Pfahlwänden geschlossen.

1. Baufeld

Etwa auf halbem Weg zwischen der Elbemündung und der dänischen Grenze mündet die Eider in die Nordsee. Die Eider bildet den wichtigsten Vorfluter für die Niederungsgebiete von Schleswig-Holstein. Ihr Einzugsgebiet beträgt 2000 km². Von 1967 bis 1973 wurde die Mündung der Eider durch einen 5 km langen Seedeich mit einem 200 m weiten Siel abgedämmt, um einen besseren Schutz gegen Sturmfluten sowie günstigere Entwässerungs- und Schifffahrtsverhältnisse zu erhalten.

Im Sommer 1972 sollte der Purrenstrom südlich des bereits fertigen Sperrwerks verbaut werden. Das geöffnete und frei durchströmbare Siel ergab in der zu verbauenden Stromrinne mit Tiefen bis NN — 10 m zunächst keine merkliche Entlastung, so daß dort unverändert Strömungsgeschwindigkeiten bis zu 3 m/s eintraten. Der ein- und ausschwingende Tidestrom mußte mit dem Verbau des Purrenstroms in seinen neuen Verlauf gezwungen werden.

Das Tidevolumen betrug 45 Mio. m³ mit einem durchschnittlichen Tidehub von 3,20 m. Boden und Untergrund bestehen aus schluffigem Feinsand mit eingelagerten Kleinschichten.

2. Verfahren

Für den Verbau des Purrenstroms war zunächst ein bei ähnlichen Projekten oft angewandtes Verfahren vorgesehen worden: zwei Grundswellen aus Schüttsteinen auf zuvor abgesenkten Sinkstücken sollten den Stromquerschnitt von der Sohle her einengen, so daß das Siel schrittweise mehr beaufschlagt und der Tidestrom umgelenkt werden konnte. Zwischen den beiden Grundswellen sollte der eigentliche Deichkörper aus Spülboden aufgebaut werden. Die wesentlichen Nachteile dieses Verfahrens sind:

1. Beschaffung, Transport, Lagerung und Einbau großer Mengen von Verbaumaterial (Schüttsteine, Sinkstücke) innerhalb möglichst kurzer Zeit,
2. Schlechte Anpassungsmöglichkeit des Verbaublaufs an mögliche Sohlenerosion während des Verbaues und
3. Abhängigkeit des Bauablaufs von Tide, Seegang und Wetter.

In Anbetracht dieser Nachteile üblicher Verbaufverfahren, der begrenzten Bauzeit und der labilen Bodenverhältnisse im Wattbereich wurde in Zusammenarbeit von Auftraggeber und Auftragnehmer ein neues Verbaufverfahren entwickelt, bei dem der Stromquerschnitt mit Sand, bei gleichzeitigem Einsatz von Schutzeinrichtungen, aufgespült werden sollte.

Lösung

Im ersten Schritt wurden die Hauptmerkmale des Bauverfahrens erarbeitet: Der Stromquerschnitt sollte mit zwei durchlässigen Pfahlwänden und darin eingeschobenen Lochtafeln schrittweise von der Sohle und den Ufern her verbaut werden, so daß sich einerseits zwischen den Pfahlwänden eingespülter Sand bei geschwächtem Tidestrom ab-

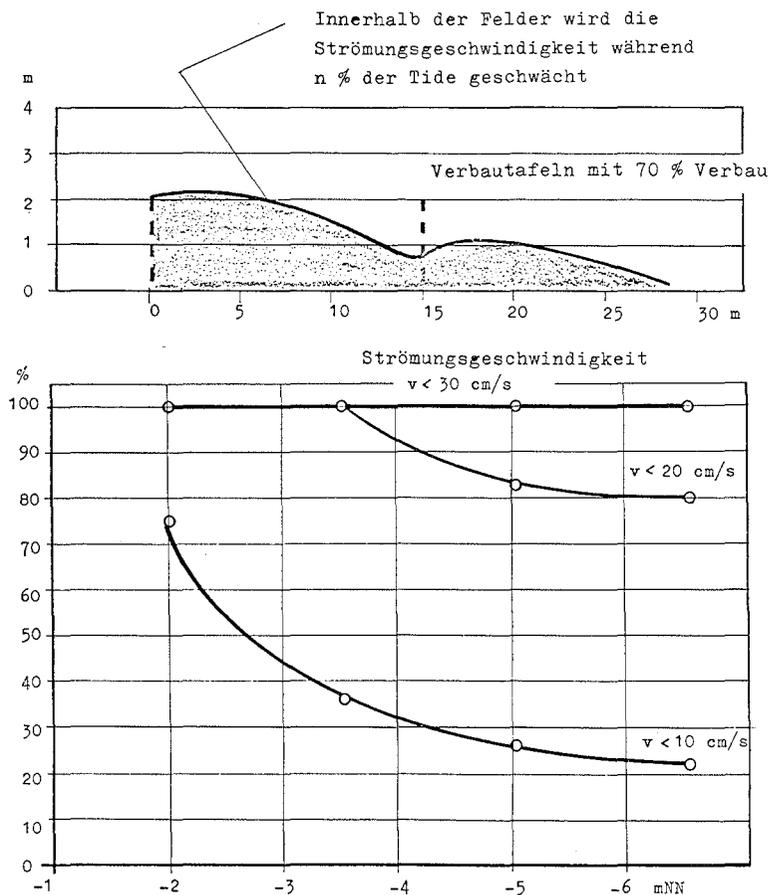


Abb. 1. Geschwindigkeitsverteilung bei Einsatz von 2 Pfahlwänden

lagern konnte, aber andererseits die Belastung der Pfahlwände durch Wasseraufstau, Strömungsdruck und Seegang nur so groß wurde, daß sich eine wirtschaftliche Verbaukonstruktion erzielen ließ.

Im zweiten Schritt wurden die wichtigsten Konstruktionsmaße der vorgesehenen Pfahlwände im *Franzius-Institut* der TU Hannover im Modell untersucht: Abstand der Pfahlwände, Lochanteil der Verbaufafeln, Verbaufolge.

Um einen möglichst kontinuierlichen Bauablauf zu schaffen, sollte der Verbau bei allen zu erwartenden Tide- und Seegangsverhältnissen durchgeführt werden, so daß stabile und ausgedehnte Abschirmbereiche beiderseits der Pfahlwände anzustreben waren.

Das Bild 1 zeigt, in zwei Diagrammen gerafft, das Versuchsergebnis. Bei einem optimalen Abstand beider Pfahlwände von 15 bis 20 m und einem optimalen Lochanteil von 20 bis 30 % bildet sich der dargestellte Abschirmbereich aus, wobei die Lochtafeln 2 m oberhalb der jeweils vorhandenen Sohle enden. Die Schwächung des Tidestroms innerhalb des angegebenen Abschirmbereiches, dessen Grenze mit der 0,30-m/s-Linie angenommen wurde, ist abhängig von der Verbauhöhe, d. h. von der Höhenlage der geschaffenen Sohle innerhalb der Pfahlwände. Die Strömungsgeschwindigkeiten innerhalb des Abschirmbereiches nehmen mit wachsender Verbauhöhe zu, sie sind jedoch auch bei einer Verbauhöhe von NN - 2 m noch während der gesamten Tidedauer kleiner als die Grenzgeschwindigkeit 0,30 m/s. Dieses bedeutet, daß eine kontinuierliche Ablagerung des eingespülten Bodens während der gesamten Tidedauer zu erwarten war, sofern der Boden unmittelbar sohlennah in die Abschirmbereiche gespült wurde.

3. V e r b a u

Unter Berücksichtigung der ermittelten Konstruktionsmerkmale wurden die durchlässigen Pfahlwände in einem Abstand von 16 m und die Lochtafeln mit einem Lochanteil von 20 % vorgesehen. Zur konstruktiven Ausbildung wurde eine Belastung von 1 Mp/m² für Wasseraufstau, Strömungsdruck (3 m/s) und Wellenbelastung angesetzt.

In einem Abstand von 7 m wurden Stahlträger (PSP 600 LuS) durch den Verbaquerschnitt gerammt und mit Querriegeln zu Halbrahmen verbunden. Das Bild 2 zeigt in schematischer Darstellung Aufbau und Ablauf des Verbaues. Auf den Halbrahmen wurden die zentrale Spülrohrleitung und die Fahrbahnen für Portalkräne sowie für zwei Spülwagen angeordnet. Die Lochtafeln wurden aus leichten Spundwandprofilen gebildet, in die im Lieferwerk Löcher von 10 cm \varnothing gestanzt worden waren. Die gelochten Profile wurden zu 7 × 2 m großen Tafeln zusammengezogen.

Der Spülboden wurde von einem Saugbagger westlich der Deichlücke aus Tiefen zwischen 30 und 40 m unter dem Wasserspiegel entnommen, durch eine Rohrleitung zum Verbaugerüst transportiert und dort über jeweils einen der beiden Spülwagen über Auslaßrohre sohlennah zwischen die Pfahlwände gespült. In Anlehnung an die Modellversuche wurden der Einbau der Lochtafeln und das Einspülen von Sand dem Baufortschritt so angeglichen, daß ein gleichmäßiger und kontinuierlicher Verbau des Querschnitts von der Sohle und den Ufern her erreicht werden konnte. Der unmittelbar an die Sohle gebrachte Spülboden hatte eine durchschnittliche Feststoffkonzentration von 30 %, so daß eine Förderleistung von 1000 m³/h Feststoff erreicht werden konnte. Der verwendete Sand bestand im wesentlichen aus Feinsand mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,2 mm.

Während des Verbaues wurden in regelmäßigen Abständen Peilungen und Strö-

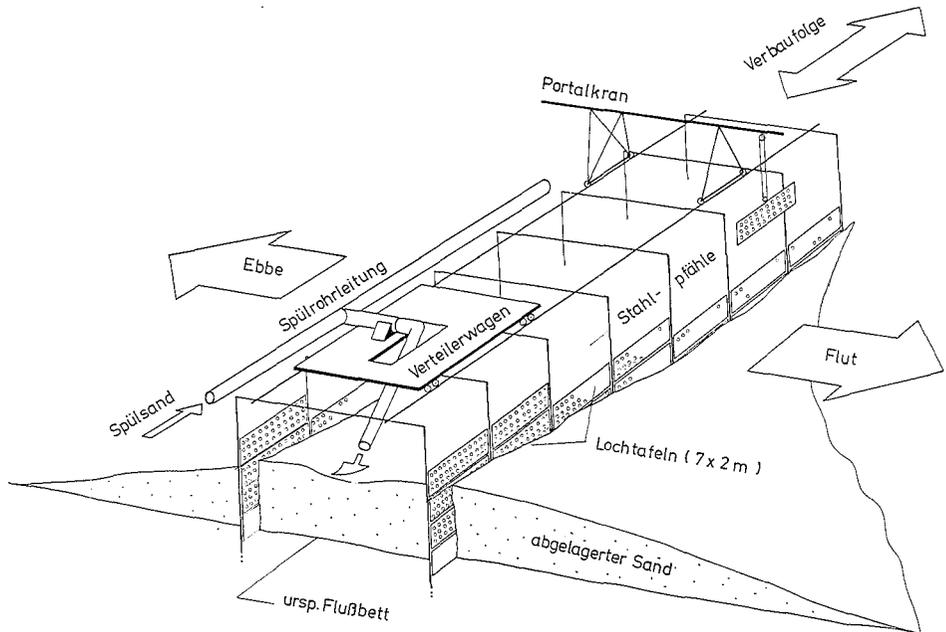


Abb. 2. Schematische Darstellung des Verbaues

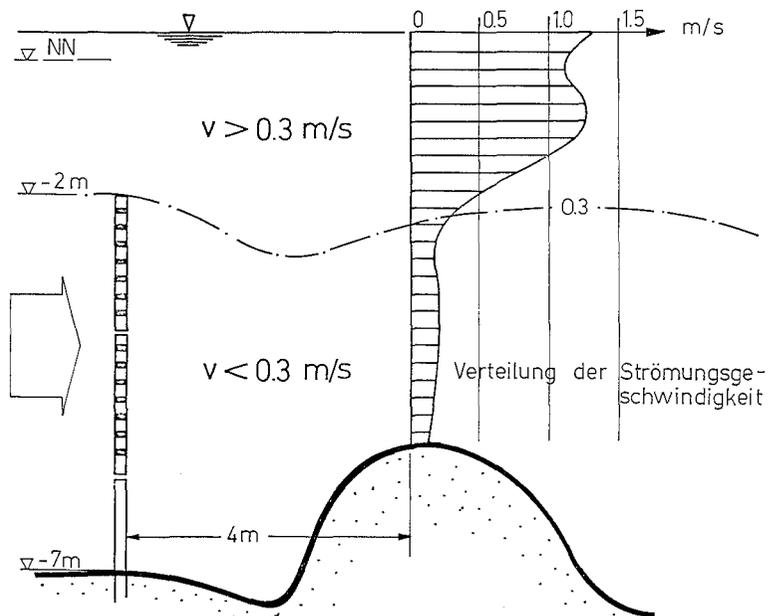


Abb. 3. Verteilung der Strömungsgeschwindigkeit hinter Lochtafeln

mungsmessungen durchgeführt, mit denen sich der unter Wasser ablaufende Bauvorgang beobachten und steuern ließ.

Ein Beispiel der Strömungsmessungen ist in Bild 3 dargestellt. Es zeigt die Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten hinter kurz vorher eingebauten Lochtafeln. Deutlich ist die Abschirmwirkung der Lochtafeln zu erkennen. In unmittelbarer Nähe der Lochtafeln bildeten sich bis zu 2 m tiefe Kolke, die auf örtlich große Turbulenzen schließen ließen, die sich jedoch auf den Verlauf der daran anschließenden Unterwasserböschungen innerhalb der ausgedehnten Abschirmbereiche nicht merklich auswirkten. Der Verlauf der Unterwasserböschungen ist mit zwei Zustandsaufnahmen in Bild 4 dargestellt. Die Querschnitte bei Verbauhöhen von 3 und 6 m über der ursprünglichen Sohle von NN — 10 m zeigten außerhalb des Kolkbereichs an den Lochtafeln einen stetigen Böschungsverlauf beiderseits der Pfahlwände. Bei größerer Verbauhöhe werden die Kolkbereiche gleichfalls größer und die Böschungen steiler. Die zum Vergleich angegebenen Querschnitte, die sich aus den nach Modellversuchen gewonnenen Abschirmbereichen herleiten lassen, zeigten eine gute Übereinstimmung zwischen Modell- und Naturzustand.

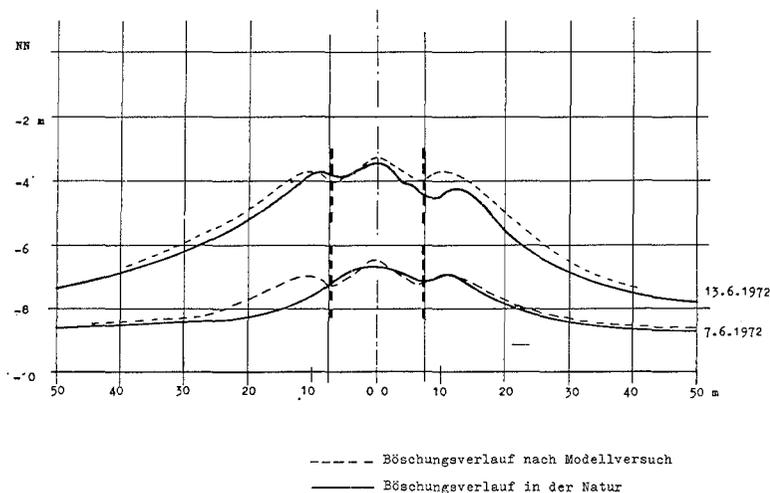


Abb. 4. Verlauf der Unterwasser-Böschung

Die Aufeinanderfolge wöchentlicher Kontrollpeilungen zeigt Bild 5 für einen repräsentativen Querschnitt. Die Neigung der UW-Böschungen veränderte sich mit der Verbauhöhe innerhalb der beiden Pfahlwände, so daß bei nahezu gleichmäßigem Verbaufortschritt innerhalb der Abschirmbereiche verschieden intensive Sandablagerung stattfand. Die steilsten Böschungen und somit die größten Sandverluste sind kurz vor Erreichen der MTnw-Linie festzustellen. Die dargestellten Peilungen zeigen ferner einen unterschiedlichen Böschungsverlauf auf der Binnen- und Seeseite. Die Böschungen auf der dem Flutstrom zugewandten Seite (Seeseite) sind durchweg steiler als die auf der Binnenseite.

An der Veränderung der mittleren Neigungen der Unterwasserböschungen bis zu 50 m beiderseits der Pfahlwände ist die Ablagerungstendenz des eingespülten Bodens in Abhängigkeit von der jeweils erreichten Verbauhöhe und der Tiefe des betrachteten Böschungsbereichs zu erkennen. In Bild 6 sind die Böschungsneigungen für Tiefenbereiche von jeweils 2 m für die Binnen- und Seeseite in Abhängigkeit von der Verbauhöhe dargestellt. Als grundsätzliche Tendenz ist festzustellen, daß nach dem Einsetzen einer Lochtafelreihe

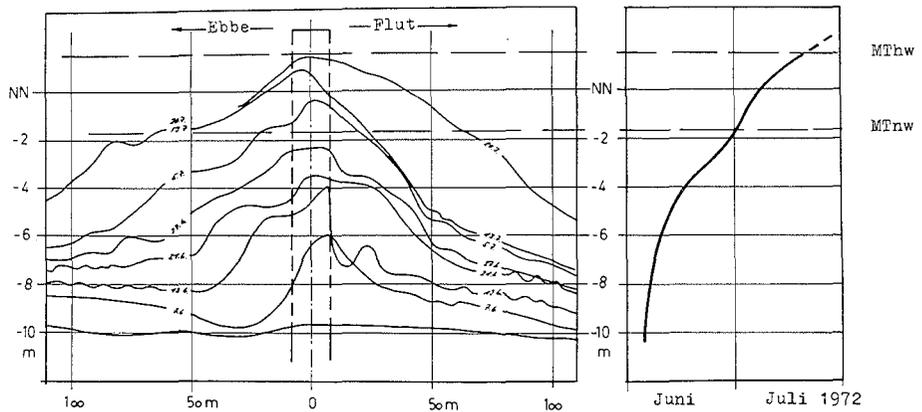


Abb. 5

die Verbauhöhe langsam zunimmt, während die Böschung des betrachteten Bereichs (z. B. die 8a-Linie) flacher wird. Es bildet sich hinter der Lochtafelreihe ein ausgedehnter und wirkungsvoller Abschirmbereich aus, in dem sich Sand großflächig ablagern kann. Bei weiter wachsendem Verbau wird die Böschung im betrachteten Bereich bei gleicher Abschirmwirkung steiler und stabilisiert sich schließlich bei Neigungen zwischen 1:10 und 1:20.

Dieses läßt den Schluß zu, daß Ausdehnung und Strömungsverhältnisse der Abschirmbereiche grundsätzlich unverändert blieben und sich den Sohlenlagen angleichen

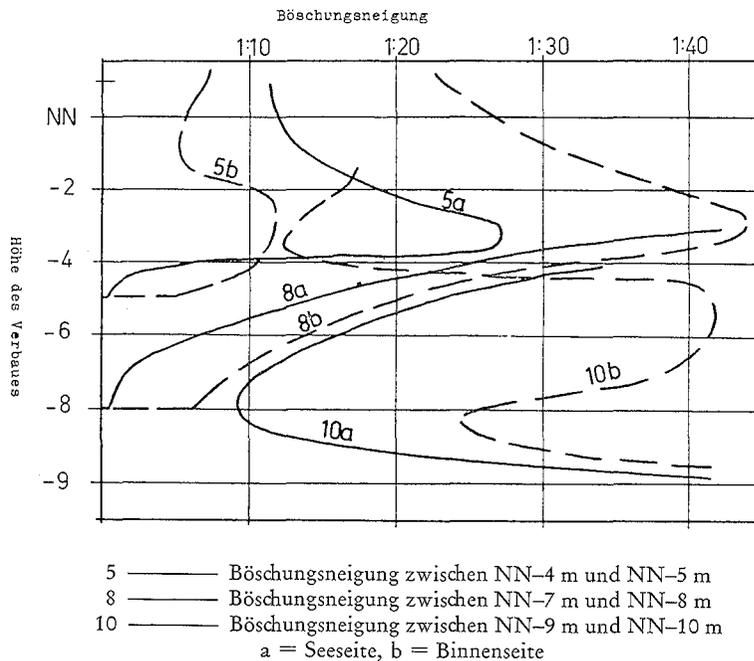


Abb. 6. Veränderung der Neigung der Unterwasser-Böschungen

konnten. Dieses gestattete bei kontinuierlicher Sandeinspülung und stetigem Einbau von Lochtafeln einen schnellen und sicheren Verbau.

Als Vorteile des Verfahrens sind somit zu nennen:

1. Die zu verbauende Deichlücke ist jederzeit, unabhängig von Tide, Seegang und Wetter, von allen Seiten her zugänglich, so daß ein ununterbrochener Verbau möglich wird.
2. Mit den Lochtafeln kann die Durchströmung gesteuert werden.
3. Die Bodenablagerung kann allen Sohlenverhältnissen angeglichen werden, so daß weder eine Kolkssicherung noch eine Sohlenpanzerung erforderlich ist.
4. Der Deich erhält einen homogenen Aufbau.

Die Stromrinne wurde bis zur MThw-Linie innerhalb von 6 Wochen mit 600 000 m³ Sand innerhalb und außerhalb der durchlässigen Pfahlwände verbaut. Eine Kostenersparnis von 40 % gegenüber herkömmlichen Verfahren belegt den praktischen Nutzen des geschilderten Bauverfahrens, das sicherlich auch bei ähnlichen Projekten brauchbar sein dürfte.

Ähnlichkeitsbedingungen für Untersuchungen in hydraulisch-thermischen Tidemodellen

Von Gerd Flügge und Horst Schwarze

Summary

In thermal hydraulic model tests, carried out on the base of the densimetric Froude scaling law, one must consider the heat exchange between the water surface and the adjacent laboratory atmosphere. This heat exchange is characterized by the heat exchange coefficient.

The ratio of the scales for the physical values, which are relevant for the heat input by the cooling water discharge and for the heat exchange at the water surface respectively can be used in order to reduce the well known heat exchange coefficient of the laboratory to a corresponding heat exchange coefficient for the prototype. This latter corresponds to the temperature distributions in the prototype, obtained from the model on the base of the Froude scaling law.

1. Allgemeines

In Verbindung mit der Planung von Kernkraftwerken an den deutschen Tideästuarien wurden zur Untersuchung der Vermischungs- und Ausbreitungsvorgänge bei der Einleitung von aufgewärmtem Kühlwasser in das Gewässer hydraulisch-thermische Tidemodelle der Unterweser und der Unterelbe gebaut und betrieben.

Hydraulisch-thermische Modelle sind nach dem heutigen Erkenntnisstand das zuverlässigste Hilfsmittel für die Vorhersage von Temperaturverteilungen im gesamten Einflußbereich einer Kühlwassereinleitung, insbesondere in tidebeeinflussten Gewässern.

Hydraulische Modelle mit freier Oberfläche werden im allgemeinen auf der Grundlage des FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetzes betrieben. Bei dynamischer Ähnlichkeit der Strömungen im hydraulischen Modell und in der Natur müssen dabei die FROUDESchen Zahlen des Abflußvorganges an einander entsprechenden Punkten im Modell ($F_M = v_M / \sqrt{g \cdot h_M}$) und in der Natur ($F_N = v_N / \sqrt{g \cdot h_N}$) gleich groß sein. Das FROUDESche Ähnlichkeitsgesetz

$$F_M = F_N$$

gilt exakt, wenn der Abflußvorgang nur durch Trägheits- und Schwerekräfte bestimmt wird. Es gilt angenähert, wenn die Reibungskräfte im Vergleich zu den Trägheits- und Schwerekräften vernachlässigbar klein sind.

Treten zusätzlich noch Dichteunterschiede auf, wie z. B. in Bereichen, in denen noch keine vollständige Durchmischung des aufgewärmten, spezifisch leichteren Kühlwassers mit dem Flußwasser stattgefunden hat, wird das erweiterte FROUDESche Ähnlichkeitsgesetz bei der Beschreibung der dynamischen Ähnlichkeit angewendet. Danach müssen die FROUDESchen Dichtezahlen an einander entsprechenden Punkten im Modell und in der Natur gleich groß sein:

$$F_{dM} = F_{dN}$$
$$\frac{v_M}{\sqrt{g \cdot h_M \cdot \left(\frac{\Delta \rho}{\rho}\right)_M}} = \frac{v_N}{\sqrt{g \cdot h_N \cdot \left(\frac{\Delta \rho}{\rho}\right)_N}}$$

mit v = mittlere Strömungsgeschwindigkeit im betrachteten Bereich des Strömungsfeldes

g = Erdbeschleunigung

h = mittlere Wassertiefe im betrachteten Bereich des Strömungsfeldes

$\Delta\rho/\rho$ = relativer Dichteunterschied zwischen dem aufgewärmten Kühlwasser und dem Gewässer

Im hydraulisch-thermischen Modell wird die gleiche Flüssigkeit (Wasser) wie in der Natur verwendet, d. h., die physikalischen Größen der Dichte ρ und der spezifischen Wärme c sind im Modell und in der Natur gleich:

$$\frac{\rho_N}{\rho_M} = 1 \text{ und } \frac{c_N}{c_M} = 1$$

Zur Nachbildung des Dichteunterschiedes zwischen dem von der Wärmeeinleitung unbeeinflussten Gewässerwasser und dem aufgewärmten Kühlwasser müssen deshalb auch die Temperaturunterschiede ΔT im Modell und in der Natur gleich sein:

$$\frac{\Delta T_N}{\Delta T_M} = 1$$

2. Maßstabsverzerrungen in hydraulisch-thermischen Modellen

Da bei Anwendung des FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetzes die auftretenden Reibungskräfte nicht berücksichtigt werden, ist die REYNOLDSSche Zahl maßstabsabhängig und wird im Modell im Maßstab

$$\frac{R_N}{R_M} = \frac{\frac{v_N \cdot h_N}{\nu_N}}{\frac{v_M \cdot h_M}{\nu_M}} = \lambda_V^{1/2} \cdot \lambda_V = \lambda_V^{3/2}$$

nachgebildet, wobei $\lambda_V = l_N/l_M$ der Maßstab der Wassertiefen und $\lambda_V^{1/2}$ der Maßstab der Strömungsgeschwindigkeiten ist ($v_N : v_M = 1$).

Die in der Natur auftretenden turbulenten Strömungsvorgänge verlaufen im Modell nur dann naturähnlich, wenn gewährleistet ist, daß auch im Modell turbulente Strömungen herrschen. Durch die Wahl des Tiefenmaßstabes λ_V muß der erforderliche Turbulenzgrad der Strömung im Modell erreicht werden, so daß die unvermeidbare Unterschreitung der kritischen REYNOLDSSchen Zahl im Bereich der Stromkenterungen möglichst kurzzeitig ist. Der Maßstab für die Längen und Breiten λ_H für die Nachbildung eines großen Gebietes, wie z. B. der Unterweser oder der Unterelbe, im Modell muß im allgemeinen wegen des nur begrenzt in der Versuchshalle zur Verfügung stehenden Platzes mehrfach größer sein als der erforderliche Tiefenmaßstab λ_V

$$\lambda_H = \kappa \cdot \lambda_V$$

was eine Verzerrung des Modells von

$$\kappa = \frac{\lambda_H}{\lambda_V}$$

bedeutet.

Da aber die Komponenten des turbulenten Austausches in einem Modell nicht verzerrt werden können, wird der horizontale Wärmeaustausch in einem verzerrten hydrau-

lisch-thermischen Modell zu groß im Vergleich zum vertikalen Wärmeaustausch. Deshalb darf für hydraulisch-thermische Modelle nur eine begrenzte geringe Maßstabsverzerrung gewählt werden.

Nach diesen Überlegungen wurden die hydraulisch-thermischen Tidemodelle im FRANZIUS-INSTITUT nur maximal 3fach verzerrt $(\lambda_H : \lambda_V)_{\max} = 3$.

3. Wärmeaustausch zwischen Wasseroberfläche und Atmosphäre der Versuchshalle

3.1. Allgemeines

Beim Betrieb eines hydraulisch-thermischen Modells muß aber noch ein weiteres Problem beachtet werden. Die Temperaturverteilung in einem Gewässer hängt nicht nur von dem Turbulenzgrad der Strömung ab, sie wird auch in starkem Maße vom Wärmeaustausch zwischen der Wasseroberfläche und der darüberliegenden Atmosphäre beeinflusst. Dieser Wärmeaustausch an der Wasseroberfläche ist nicht von den hydrodynamischen Verhältnissen des Gewässers oder des eingeleiteten warmen Kühlwassers, sondern nur von der Erhöhung der Wassertemperatur an der Gewässeroberfläche gegenüber der Gleichgewichtstemperatur des Gewässers und von meteorologischen Bedingungen, wie Verdunstung, Konvektion und Strahlung, abhängig.

Der Wärmeaustausch wird durch den Wärmeaustausch-Koeffizienten A gekennzeichnet, der die sekundliche Wärmeabgabe einer Einheitsfläche bei einer Temperaturerhöhung von 1 K über die Gleichgewichtstemperatur angibt

$$A \text{ in } \frac{\text{cal}}{\text{s} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{K}} \quad \text{oder in } \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}}$$

Wie in der Natur, findet auch im Laboratorium ein Wärmeaustausch zwischen Gewässeroberfläche und Atmosphäre statt. Bei der Übertragung der Modellversuchsergebnisse muß deshalb der Wärmeaustausch an der Wasseroberfläche besonders beachtet werden.

Bei Verwendung von Wasser im Modell laufen die physikalischen Vorgänge beim Wärmeaustausch zwischen Wasser und Luft im Laboratorium und in der Natur gleich ab. Es ist deshalb nicht möglich, einen Maßstab für den Wärmeaustausch-Koeffizienten nach dem FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetz abzuleiten.

Darüber hinaus lassen sich im Labor nur mit wirtschaftlich nicht vertretbarem Aufwand bestimmte klimatische Verhältnisse, wie relative Luftfeuchte, Luftdruck, Lufttemperatur, Windgeschwindigkeit und -richtung, herstellen.

Es muß deshalb ein Zusammenhang zwischen dem Laborklima, bei dem sich bestimmte Temperaturverteilungen im Modell einstellen, und *den* klimatischen Bedingungen in der Natur gefunden werden, bei denen in der Natur gleiche Temperaturverteilungen wie im Modell zu erwarten sind. Durch eine Gegenüberstellung der Maßstäbe für den Wärmeintrag in das Modell und für die Wärmeabgabe über die Gewässeroberfläche im Modell in die Atmosphäre der Versuchshalle konnte ein Umrechnungsfaktor für den während des Modellversuchs herrschenden Wärmeaustausch-Koeffizienten abgeleitet werden.

3.2. Maßstab für den Wärmeeintrag

Die im Kraftwerk anfallende Abwärme wird mit dem Kühlwasser in das Gewässer eingeleitet. Der Wärmeeintrag beträgt dabei:

$$W_E = Q_K \cdot \Delta T_K \cdot c \cdot 4,18 \quad (1)$$

- mit W_E = Wärmeeintrag in MW
 Q_K = Kühlwasserdurchsatz in m^3/s
 ΔT_K = Aufwärmspanne des Kühlwassers im Kraftwerk in K
 c = spezifische Wärme des Wassers = $1 \text{ Mcal}/m^3 \cdot K$
 $4,18 \text{ MW} = 1 \text{ Mcal/s}$ (elektrisches Wärmeäquivalent)

Unter Zugrundelegung des FROUDESchen Ähnlichkeitsgesetzes ergibt sich der Maßstab für den Wärmeeintrag zu

$$\frac{W_{EN}}{W_{EM}} = \frac{Q_{KN}}{Q_{KM}} \cdot \frac{\Delta T_{KN}}{\Delta T_{KM}} \cdot \frac{c_N}{c_M} = \frac{Q_{KN}}{Q_{KM}} \cdot 1 \cdot 1 \quad (2)$$

Mit dem Maßstab für die Längen und Breiten von

$$\frac{l_{HN}}{l_{HM}} = \lambda_H$$

und für die Tiefen von

$$\frac{l_{VN}}{l_{VM}} = \lambda_V$$

wird im verzerzten Modell

$$\frac{W_{EN}}{W_{EM}} = \lambda_H \cdot \lambda_V^{3/2} \quad (= \text{Maßstab für die sekundlichen Wassermengen}) \quad (2a)$$

und im unverzerzten Modell mit $\lambda_H = \lambda_V = \lambda$

$$\frac{W_{EN}}{W_{EM}} = \lambda^{5/2}$$

3.3. Maßstab für die Wärmeabgabe

Es wird vorausgesetzt, daß die in das Gewässer eingeleitete Wärme im wesentlichen durch einen Wärmeaustausch zwischen Gewässeroberfläche und Atmosphäre aus dem Gewässer wieder abgegeben wird. Gegenüber dem Wärmeaustausch an der Gewässeroberfläche wird die Wärmeabgabe an die Gerinnesohle als vernachlässigbar angenommen.

Der Wärmeaustausch zwischen der Gewässeroberfläche und der Luft beträgt:

$$W_A = A \cdot O \cdot \Delta T \quad (3)$$

- mit W_A = Wärmeabgabe in MW
 A = Wärmeaustausch-Koeffizient in $MW/m^2 \cdot K$
 O = für den Wärmeaustausch verfügbare Wasseroberfläche in m^2
 ΔT = Erhöhung der Wassertemperatur über die Gleichgewichtstemperatur an der Wasseroberfläche in K

Für den Maßstab des Wärmeaustausches zwischen der Wasseroberfläche und der Atmosphäre ergibt sich demnach ($A_N = A_M$):

$$\frac{W_{AN}}{W_{AM}} = \frac{O_N}{O_M} \cdot \frac{A_N}{A_M} \cdot \frac{\Delta T_N}{\Delta T_M} = \frac{O_N}{O_M} \cdot 1 \cdot 1 \quad (4)$$

Mit dem Maßstab für die Längen und Breiten von

$$\frac{l_{HN}}{l_{HM}} = \lambda_H$$

wird im verzerren sowie im unverzerren Modell

$$\frac{W_{AN}}{W_{AM}} = \lambda_H^2 (= \text{Maßstab für die verfügbare Wasseroberfläche}) \quad (4a)$$

3.4. Umrechnungsfaktor

Durch die Maßstäbe für die physikalischen Größen, die für den Wärmeeintrag W_E und für die Wärmeabgabe W_A maßgebend sind, wird die Wärmeabgabe, d. h. die zur Verfügung stehende Wasseroberfläche, weniger verkleinert als der Wärmeeintrag, d. h. die sekundliche Wassermenge, mit der die Wärme in das Gewässer eingetragen wird. Es wird also auf Grund der Maßstäbe für die Wasseroberfläche und für die sekundliche Wassermenge im Modell mehr Wärme an der Wasseroberfläche abgegeben, als wenn Wasser-

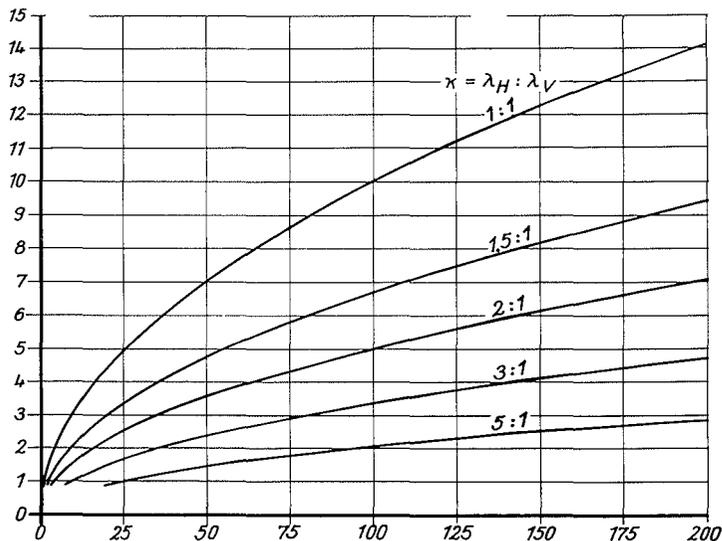


Abb. 1. Tiefenmaßstab λ_V in Abhängigkeit vom Umrechnungsfaktor $A_N : A_M$ bei verschiedenen Maßstabsverzerrungen κ

Abzisse: Tiefenmaßstab λ_V , Ordinate: Umrechnungsfaktor $A_N : A_M$

fläche (Wärmeabgabe) und sekundliche Wassermenge (Wärmeeintrag) in gleichem Maßstab nachgebildet wären. Das Verhältnis der Maßstäbe für die sekundliche Wassermenge und für die Wasseroberfläche gibt an, um wieviel größer die Wärmeabgabe im Modell nachgebildet wird als der Wärmeeintrag.

Da die Wärmeabgabe linear sowohl von der vorhandenen Wasseroberfläche als auch vom Wärmeaustausch-Koeffizienten abhängt (vgl. Gleichung [3]), kann bei bekanntem (gemessenem) Wärmeaustausch-Koeffizienten des Laborklimas ein der „größeren“ Wasseroberfläche entsprechender Wärmeaustausch-Koeffizient, der dann andere meteorologische

Verhältnisse repräsentiert als die des Labors, angegeben werden, bei dem sich die im Modell gemessenen Temperaturverteilungen einstellen werden.

Der Quotient

$$\frac{\frac{W_{EN}}{W_{EM}}}{\frac{W_{AN}}{W_{AM}}} = \frac{\lambda_H \cdot \lambda_V^{3/2}}{\lambda_H^2} = \frac{\lambda_V^{3/2}}{\lambda_H} = \frac{A_N}{A_M} \quad (5)$$

oder im unverzerrten Modell

$$= \frac{\lambda^{5/2}}{\lambda^2} = \lambda^{1/2} = \frac{A_N}{A_M} \quad (5a)$$

ist ein von den geometrischen Maßstäben des Modells abhängiger Faktor (Abb. 1) für die Umrechnung des Wärmeaustausch-Koeffizienten des Laborklimas auf einen Wärmeaustausch-Koeffizienten, der den nach dem FROUDESCHEN Ähnlichkeitsgesetz aus dem Modell auf die Natur übertragenen hydrodynamischen und thermischen Verhältnissen entspricht.

3.5. Wärmeaustausch-Koeffizient im Labor

Für die Beurteilung der im hydraulisch-thermischen Modell gemessenen Temperaturverteilungen ist der für die Versuchshalle charakteristische Wärmeaustausch-Koeffizient von Bedeutung. Zu seiner Ermittlung wird in einem an den Seiten und am Boden wärmeisolierten Becken neben dem Modell die zeitliche Temperaturabnahme eines bekannten Wasservolumens mit einer Oberfläche von 1 m² und einer den Modellverhältnissen entsprechenden Wassertiefe gemessen. Der Wärmeaustausch-Koeffizient läßt sich nach der ermittelten Temperaturkurve nach folgender Gleichung bestimmen:

$$A = \frac{W_A}{O \cdot \Delta T_0} \quad (6)$$

Darin bedeuten (vgl. Abb. 2):

A	= Wärmeaustausch-Koeffizient in W/m ² · K
W _A	= Wärmeabgabe = $\frac{c \cdot V \cdot \Delta T}{\Delta t} \cdot 4,18 \cdot 10^6$ in W
c	= spezifische Wärme des Wassers = 1 Mcal/m ³ · K
V	= Wasservolumen des Beckens in m ³
ΔT	= Abnahme der Wassertemperatur im Zeitintervall Δt in K
Δt	= Zeitintervall in s
4,18 · 10 ⁶ W	= 1 Mcal/s (elektrisches Wärmeäquivalent)
O	= Wasseroberfläche des Beckens in m ²
ΔT ₀	= T — T _G in K
T	= mittlere Wassertemperatur im Zeitintervall Δt in °C
T _G	= Gleichgewichtstemperatur in °C

In Versuchshallen des FRANZIUS-INSTITUTS wurden im Spätsommer/Herbst Wärmeaustausch-Koeffizienten von A_M = 10 bis 15 W/m² · K ermittelt.

In der Natur ist es jedoch sehr viel schwieriger, Wärmeaustausch-Koeffizienten zu bestimmen. In den deutschen Tideästuarien werden Wärmeaustausch-Koeffizienten von A = 50 bis 100 W/m² · K in den Sommermonaten und von A = 20 bis 50 W/m² · K in den Wintermonaten angenommen.

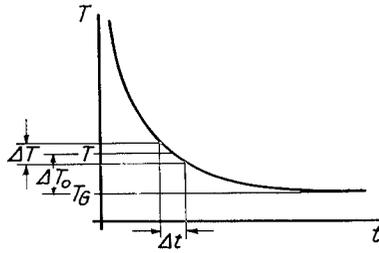


Abb. 2. Zeitliche Temperaturabnahme im Becken (schematisch)

Im *Franzius-Institut* werden umfangreiche systematische Naturmeßprogramme geplant, um sichere Werte für Wärmeaustausch-Koeffizienten in den deutschen Tideflüssen und Küstenbereichen in Abhängigkeit von unterschiedlichen meteorologischen Verhältnissen zu ermitteln.

4. Schlußbemerkung

Hydraulisch-thermische Modellversuche können nach dem erreichten Erkenntnisstand so betrieben werden, daß verlässliche Ergebnisse über die Temperaturverteilungen im Gewässer im Bereich einer Kühlwassereinleitung zu erwarten sind. Die Wahl von geeigneten Modellmaßstäben, von erprobten Meß- und Auswertemethoden und insbesondere die Einbeziehung des Wärmeaustausches an der Wasseroberfläche gewährleisten die Naturähnlichkeit der hydraulisch-thermischen Modellversuche.

Ein dreidimensionales barotropes Modell der küstennahen Zirkulationen mit Anwendungen auf die Nordsee

Von Jürgen Sündermann

Summary

Based on HANSEN'S hydrodynamical-numerical method a threedimensional model of wind and tidally generated processes in a homogeneous sea is developed. The model includes an arbitrary depth distribution and the simulation of a boundary layer near the bottom. Some numerical examples demonstrate the applicability for practical purposes.

1. Einführung

Mathematische Modelle für die quantitative Beschreibung der Bewegungsvorgänge in homogenen Ästuarien, Küstengewässern und Randmeeren erfreuen sich heute einer weiten Verbreitung. Dabei werden durchweg die vertikal integrierten hydrodynamischen Differentialgleichungen zugrunde gelegt, so daß eine Berechnung der Vertikalstruktur der Strömungen nicht erfolgt. Für viele Zwecke – so für die Untersuchung von Gezeitenvorgängen oder der großräumigen, windbedingten Zirkulation – hat sich dieses Vorgehen als hinreichend erwiesen.

Andererseits sind vertikal gemittelte Stromgeschwindigkeiten wenig aussagefähig, wenn es um die Betrachtung vertikal strukturierter Ausbreitungs- und Transportprozesse geht, wie etwa den Feststofftransport am Boden. Aus den mittleren Horizontalgeschwindigkeiten läßt sich nur dann eine Aussage über die Vertikalverteilung ableiten, wenn die tatsächliche Geschwindigkeit nur wenig von der mittleren abweicht, wie es bei Gezeitenströmen häufig der Fall ist.

In Küstennähe kann indessen die tatsächliche Geschwindigkeitsverteilung erheblich von einer mittleren abweichen. Man findet häufig den typischen Stromaufbau bei einer winderzeugten Strömung: Strömung in Windrichtung an der Oberfläche, entgegengerichteter Kompensationsstrom am Boden.

Obwohl in diesem Falle die mittlere Geschwindigkeit 0 ist, tritt doch eine beträchtliche Zirkulation auf, die mit Transportvorgängen verbunden sein kann. Ein solcher Prozeß kann durch die vertikal integrierten Gleichungen nicht wiedergegeben werden und erfordert die Entwicklung eines dreidimensionalen Modells.

Vertikal strukturierte Modelle sind, besonders in der physikalischen Ozeanographie, seit einigen Jahren in Gebrauch (siehe z. B. FRIEDRICH [1]). Sie sind aber für die wesentlich anders liegenden baroklinen Verhältnisse der Tiefsee entwickelt worden, so daß sie nicht ohne weiteres auf die flachen Küstengewässer übertragen werden können. Es ist daher ein eigenes, dreidimensionales Modell entwickelt worden, das gegenwärtig auf die Nordsee angewandt wird. Dieses wird im folgenden vorgestellt.

2. Das Modell

Das mathematische Modell stützt sich auf die folgenden Differentialgleichungen:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + f v + \frac{\partial}{\partial z} (A_V \frac{\partial u}{\partial z})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - f u + \frac{\partial}{\partial z} (A_V \frac{\partial v}{\partial z})$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + u_s \frac{\partial \zeta}{\partial x} + v_s \frac{\partial \zeta}{\partial y} - w_s = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

Dabei ist ζ der Wasserstand; u, v, w sind die Komponenten des Geschwindigkeitsvektors in einem Cartesischen System mit den Koordinaten x, y, z ; f ist der Coriolisparameter, g die Erdbeschleunigung und A_V der Koeffizient des vertikalen, turbulenten Impulsaustausches. Der Index s bezieht sich auf die Oberfläche.

Die ersten beiden Gleichungen ergeben sich aus den NAVIERSTOKESSCHEN Bewegungsgleichungen bei Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung mit Hilfe der BOUSSINESQ-Approximation für den turbulenten REYNOLDS-stress. Die dritte Gleichung verkörpert die kinematische Grenzflächenbedingung an der Oberfläche. Die letzte Gleichung stellt die Kontinuitätsgleichung für ein inkompressibles Medium dar.

In einigen Fällen wurde anstelle der kinematischen Grenzflächenbedingung auch die vertikal integrierte Kontinuitätsgleichung benutzt. Der turbulente, horizontale Impulsaustausch wurde nur dann berücksichtigt, wenn dies aus Gründen der numerischen Stabilität und Stationarität nötig war. Dieses System hyperbolischer partieller Differentialgleichungen ist nichtlinear und daher speziell auf die Flachwasserdynamik zugeschnitten.

Hinzugefügt werden müssen die folgenden Randbedingungen:

$$A_V \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_s = \tau_s(x), A_V \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_s = \tau_s(y) \text{ an der Oberfläche,}$$

wo $\tau_s(x), \tau_s(y)$ die Komponenten der tangentialen Schubkraft des Windes an der Wasseroberfläche bedeuten.

Die Normalkomponente des Geschwindigkeitsvektors verschwindet an festen Berandungen (Küste, Boden).

Die Tangentialkomponente des Geschwindigkeitsvektors verschwindet an festen Berandungen (Haftbedingung).

Vorgegebene Wasserstände oder Strömungsgeschwindigkeiten an den seitlichen, offenen Rändern.

Als Anfangsbedingung wird ein Ruhezustand angenommen.

Die Diskretisierung erfolgt mit Hilfe eines kubischen Gitters, das der Struktur der zugrundeliegenden Differentialgleichungen besonders gut angepaßt ist, siehe Abbildung 1. Es ist verwandt zu denjenigen von HANSEN [3] und LEENDERTSE [4].

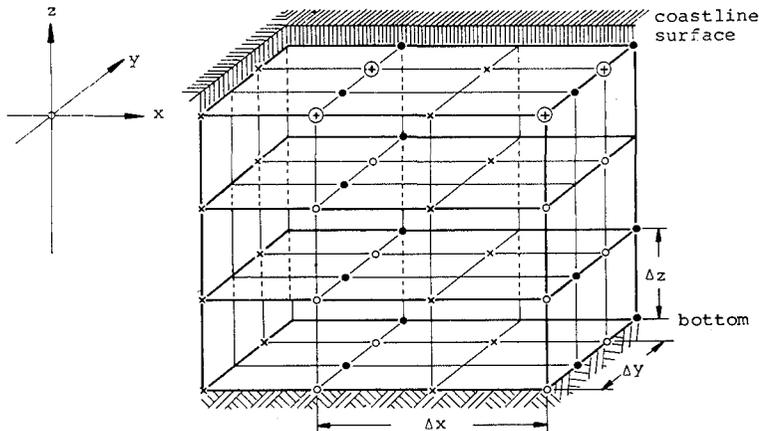


Abb. 1. Dreidimensionales Rechengitter. Die Unbekannten werden in den folgenden Punkten berechnet

+ζ x u • v ○ w ⊕ ζ und w

Die horizontalen Gitterabstände Δx und Δy sind durchweg gleich und äquidistant gewählt worden. Das ist zwar nicht prinzipiell notwendig, vereinfacht aber die diskretisierten Gleichungen.

Der vertikale Gitterabstand Δz muß demgegenüber unbedingt variabel gehalten werden, da einerseits infolge des bei dreidimensionalen Modellen enorm steigenden Speicherbedarfs eine beliebige Verfeinerung des Gitternetzes nicht möglich ist, andererseits aber an Grenzschichten (Oberfläche, Boden) eine relativ feine Diskretisierung erwünscht ist. Aus dem gleichen Grunde ist es weiterhin wünschenswert, zur Erfassung der freien Oberfläche und einer sehr differenzierten Tiefenstruktur die oberflächen- und bodennahen Gitterelemente variabel zu dimensionieren.

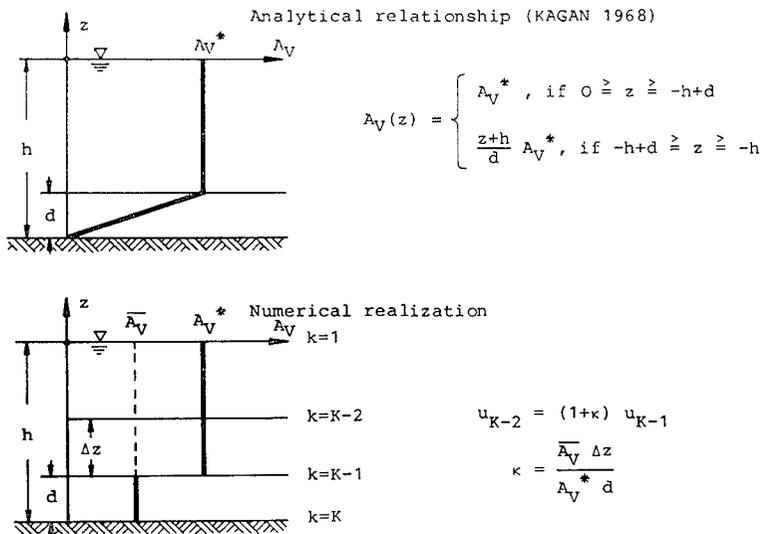


Abb. 2. Die Abhängigkeit des Austauschkoeffizienten A_V von der Wassertiefe z

Um die in der Natur beobachteten Vertikalprofile der Geschwindigkeit zu reproduzieren, ist es notwendig, bei der Modellierung des vertikalen Impulsaustausches eine bodennahe Grenzschicht zu berücksichtigen, in der der Austauschkoefizient von der Tiefe abhängt. Dabei wurde die von KAGAN [5] angegebene Abhängigkeit zugrunde gelegt (Abb. 2, oberes Bild).

Ihre numerische Realisierung läuft darauf hinaus, daß in den bodennahen Gitterelementen ein geringerer Austauschkoefizient gewählt wird als in der darüber tragenden Wassersäule. Diese Beziehung läßt sich mit Hilfe einer dimensionslosen Größe κ parametrisieren, die Werte von 0,2 bis 0,3 annimmt (Abb. 2, unteres Bild).

Es zeigt sich, daß die beste Approximation des empirischen Potenzgesetzes für den Wert $\kappa = 0,3$ erreicht wird. Zum Vergleich ist auch das für einen konstanten Austauschkoefizienten erhaltene Profil betrachtet worden; es zeichnet sich durch einen stärker linearen Verlauf aus.

Die numerische Lösung der Differentialgleichungen wurde mit Hilfe eines Differenzenverfahrens erhalten, wobei zunächst das explizite Schema von HANSEN in der Horizontalen und in der Vertikalen benutzt wurde. Dabei zeigte sich, daß bei den einzuhaltenden Stabilitätsschranken weniger das klassische Kriterium von COURANT - FRIEDRICHS - LEWY

$$\Delta t \leq \sqrt{\frac{\Delta x}{gh}}$$

als vielmehr eine neu einzuhaltende Bedingung für die Wahl des vertikalen Gitterabstandes

$$\Delta^2 z \geq 2 A_V \Delta t$$

zu starken Einschränkungen bei der Anwendbarkeit des Modells führt. Wählt man z. B. $A_V = 1000 \text{ cm}^2/\text{sec}$ und $\Delta t = 300 \text{ sec}$, dann erhält man die Bedingung, daß der vertikale Gitterabstand $\Delta z \geq 7,75 \text{ m}$ gewählt werden muß. Das ist für Grenzschichtbetrachtungen nicht akzeptabel.

Um diesen Mißstand zu beheben, ist daher für die Berechnung der Geschwindigkeitskomponenten u und v in der Vertikalen die bekannte implizite Prozedur von CRANK und NICOLSON angewandt worden, die eine beliebige Wahl des Gitterabstandes Δz zuläßt. Das Verfahren besteht darin, den vertikalen Impulsaustausch so zu diskretisieren, daß er durch ein gemischtes Mittel aus Werten zum neuen und zum alten Zeitschritt gebildet wird. Diese Prozedur wirkt so stabilisierend, daß auch das COURANT-Kriterium geringfügig überschritten werden kann. Führt auch diese Bedingung bei einer vorgegebenen räumlichen Diskretisierung zu einem unangemessenen Rechenaufwand, so müssen die Bewegungsgleichungen auch in der horizontalen Richtung implizit gelöst werden. Das geschieht am ökonomischsten durch eine Art „alternating direction method“, indem die Bewegungsgleichungen und die integrierte Kontinuitätsgleichung kombiniert werden.

3. Einige Ergebnisse für schematische Modelle

Das eben beschriebene Modell ist zunächst auf gezeiten- und windbedingte dreidimensionale Bewegungsvorgänge in schematischen Kanälen und Becken angewandt worden. Den folgenden Beispielen liegt entweder ein rund 100 km langer Kanal konstanter Tiefe (50 m) oder ein Becken mit 100 km Länge, 50 km Breite und 50 m Tiefe zugrunde. Die Modelle besitzen einen offenen Rand, wenn Gezeitenwellen einlaufen (Amplitude 100 cm),

sie sind geschlossen im Falle winderzeugter Bewegungen (Windgeschwindigkeit: 20 m/sec). Es wird mit $A_V = 10^8 \text{ cm}^2/\text{sec}$ und $f = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ sec}^{-1}$ gerechnet.

Die Abbildung 3 zeigt zunächst einige typische Vertikalprofile für einen mittleren Punkt in einem 50 m tiefen Kanal. In der oberen Abbildung ist der Gezeitenstrom für

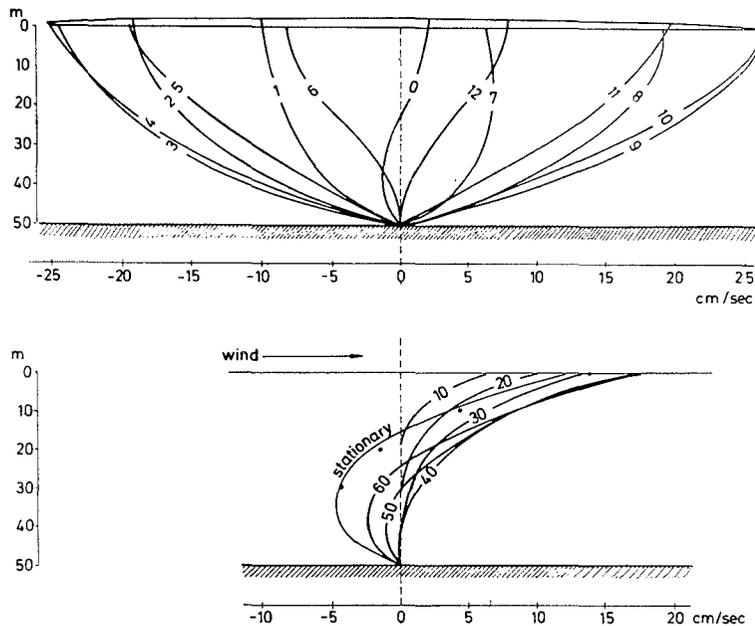


Abb. 3. Berechnete Vertikalprofile der Geschwindigkeit in einem Kanal konstanter Tiefe

verschiedene Gezeitenphasen (ausgedrückt in Stunden) dargestellt. Man sieht deutlich, wie das Kentern des Stromes zuerst in der Tiefe einsetzt. Die maximalen Geschwindigkeiten liegen i. a. an der Oberfläche.

Die untere Abbildung zeigt die zeitliche Entwicklung der Geschwindigkeitsverteilung bei stationärem Wind. Die Zahlenangaben bedeuten dabei die Zeit der Einwirkung des Windes in Minuten. Der Gegenstrom am Boden bildet sich erst nach 40 Minuten aus. Die Punkte markieren die analytische Lösung für den stationären linearen Fall.

Im weiteren wurden für einen konstanten Nordwind die stationären Strömungsfelder in verschiedenen Tiefen berechnet, nämlich an der Oberfläche und in 10, 20, 30, 40 und 50 m Wassertiefe. Es wurde angenommen, daß auch am Boden eine von Null verschiedene Geschwindigkeit möglich ist, die eine Bodenreibung, entsprechend einem quadratischen Gesetz, hervorruft. Man kann deutlich eine Abnahme und eine Rechtsdrehung des Geschwindigkeitsvektors mit der Tiefe feststellen.

Dieser Umstand legt einen Vergleich mit der EKMANschen Triftstromtheorie nahe.

Betrachtet man für einen Punkt in der Mitte des Beckens die Geschwindigkeitsvektoren in verschiedenen Tiefen, so zeigt sich, daß ihre Verbindungslinien die bekannte EKMAN-Spirale ergeben. Die EKMANsche Reibungstiefe beträgt übrigens

$$D = \pi \sqrt{\frac{2A_V}{f}} \approx 40,7 \text{ m}$$

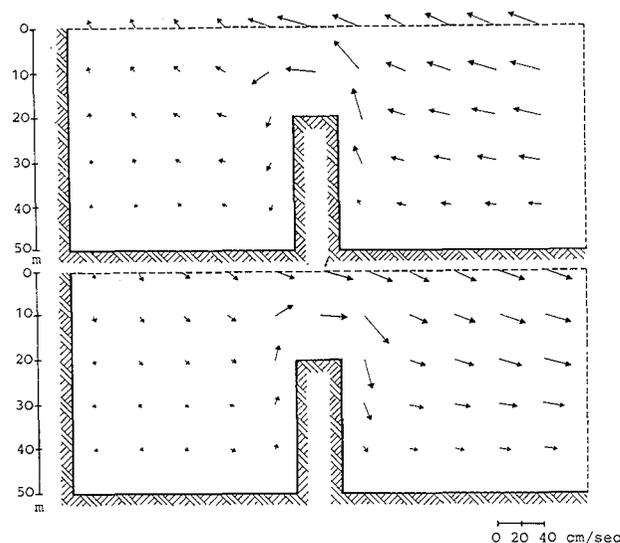


Abb. 4. Gezeitenenergie erzeugte Zirkulation in einem offenen Kanal mit einer Querschwellung für zwei Gezeitenphasen (Längsschnitt)

in guter Übereinstimmung mit der Rechnung; darin ist 40 m diejenige Tiefe, in der sich die Richtung des Oberflächenstroms genau um 180° gedreht hat.

Die Rechnung ermöglicht schließlich noch einen Vergleich mit der instationären EKMANSchen Theorie. Danach spielt sich der rechtsabgelenkte Oberflächenvektor in Form einer CORNUSchen Spirale auf die 45° -Richtung ein. Die Übereinstimmung der beiden Hodographen ist bemerkenswert.

Wir wenden uns jetzt Gezeitenvorgängen in schematischen Seegebieten zu. Die Abbildung 4 zeigt dazu einen Längsschnitt durch das gezeitenbedingte Strömungsfeld in einem Kanal zu zwei um eine halbe Periode getrennten Gezeitenphasen. Die Gezeit wird durch die Randbedingung am rechten Rand in das Modell gesteuert.

Aus der Abbildung wird ersichtlich, daß auch im Falle einer variablen Tiefenverteilung – es handelt sich hier zunächst nur um eine submarine Schwelle – sinnvolle vertikale Geschwindigkeitsverteilungen berechnet werden.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß mit den vorgelegten Ergebnissen für schematische dreidimensionale Gebiete das zugrundeliegende numerische Verfahren seine Eignung zur Behandlung hydrodynamischer Fragen hinreichend erwiesen hat. Die Annahme einfacher geometrischer Formen erscheint aus Gründen der leichteren Fehlererkennung und des geringeren Rechenaufwandes in der Testphase eines neuen Modells unbedingt geboten. Andererseits bilden die Einführung einer variablen Tiefenverteilung und die Einbeziehung einer bodennahen Grenzschicht bereits den Beginn des Überganges zu natürlichen Gegebenheiten, wie sie im nun folgenden Nordseemodell vorliegen.

4. Das Nordseemodell

Ausgangspunkt für die Diskretisierung war das seit Jahren im Institut für Meereskunde Hamburg verwendete Horizontalmodell mit 37 km Gitterabstand. Dieses Modell

wurde nun – wie oben gezeigt – durch die Hinzunahme von weiteren 10 Rechenebenen in der Vertikalen zu einem dreidimensionalen Modell erweitert. Die einzelnen Rechenebenen wurden an der Oberfläche, in 3, 6, 10, 25, 50, 150, 220 und 300 m Tiefe sowie 3 und 1 m über dem Boden und im Boden selbst angeordnet. Dort, wo infolge geringer Wassertiefen

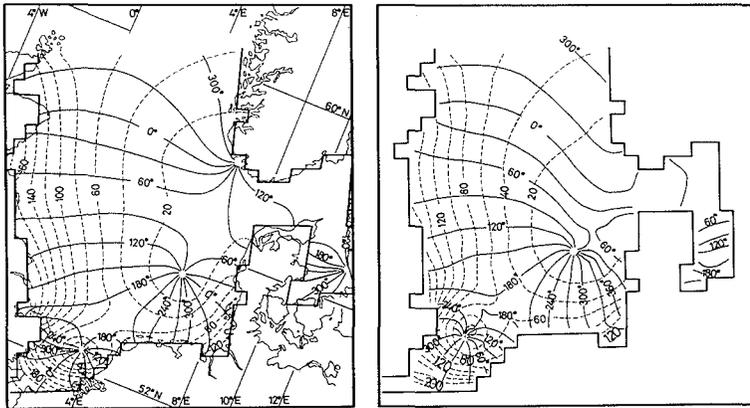


Abb. 5. M_2 -Gezeit in der Nordsee. Linien gleicher Phase, bezogen auf Greenwich (—), und gleicher Amplitude in cm (---) für ein zweidimensionales (linkes) und ein dreidimensionales Modell mit 11 Rechenebenen (rechtes Bild)

bestimmte Rechenebenen sinnlos sind, werden diese nicht betrachtet, so daß in den flachen Gebieten der südlichen Nordsee i. a. nur 6–7 Rechenebenen anzutreffen sind.

Das Modell, das von P. SCHÄFER [6] erstellt worden ist, befindet sich gegenwärtig in der Testphase. Die nächsten 3 Abbildungen zeigen erste Ergebnisse, die für die M_2 -Gezeit erhalten worden sind.

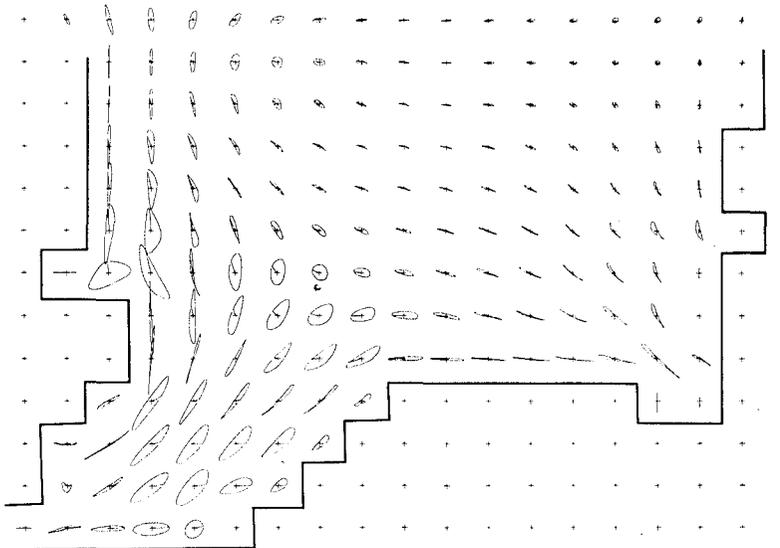


Abb. 6. M_2 -Gezeit in der Nordsee. Stromfiguren in 10 m Tiefe (südlicher Teil)

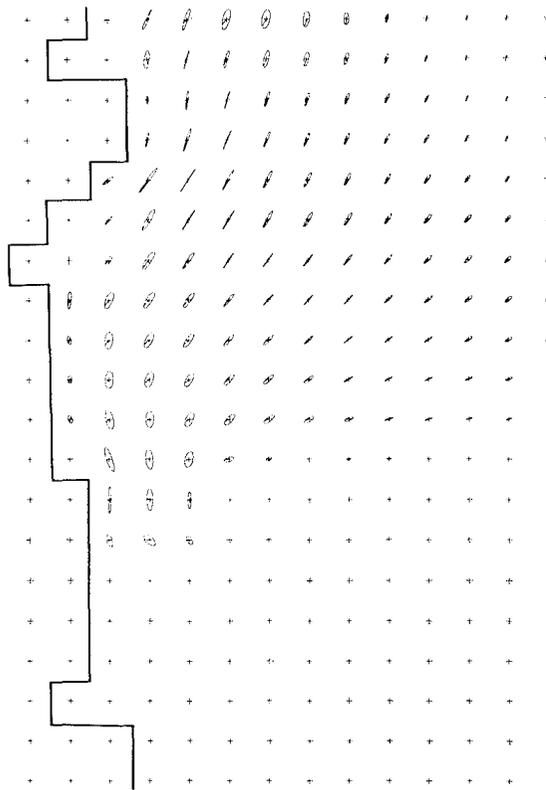


Abb. 7. M_2 -Gezeit in der Nordsee. Stromfiguren in 50 m Tiefe (westlicher Teil)

Abb. 5 zeigt die in diesem dreidimensionalen Modell berechneten Linien gleicher Amplituden (in cm) und gleicher Phasen (in Stunden gegenüber dem Monddurchgang in Greenwich). Zum Vergleich ist das bekannte Resultat eines vertikal integrierten Modells danebengestellt. Die Unterschiede sind kaum zu erkennen.

Demgegenüber zeigen die Gezeitenströme in den einzelnen Tiefen teilweise eine bemerkenswerte Variation und damit Abweichungen von mittleren Werten. Im Bereich der mittelenglischen Küste geschieht es sogar, daß mit der Tiefe der Drehsinn der Stromfigur wechselt.

Die Abbildungen 6 und 7 zeigen abschließend für die südliche Nordsee die berechneten Stromfiguren für die Tiefenhorizonte 10 m und 50 m.

Derartige Aufschlüsse über das dreidimensionale Bewegungsfeld der Nordsee erweitern unsere Kenntnisse über die Dynamik dieses Meeresgebietes ganz beträchtlich. Sie eröffnen die Möglichkeit zur Ankopplung von Transportmodellen, die sich mit der Ausbreitung von eingebrachten Substanzen und der Sandwanderung beschäftigen. Es ist geplant, auch die Bewegungsvorgänge in natürlichen Buchten und Ästuarien auf diese Weise zu untersuchen.

Schriftenverzeichnis

- [1] FRIEDRICH, H.: Preliminary results from a numerical multilayer model for the circulation in the North Atlantic. Deutsche Hydrographische Zeitschrift 23, 4, 1970.

- [2] SÜNDERMANN, J.: Die hydrodynamisch-numerische Berechnung der Vertikalstruktur von Bewegungsvorgängen in Kanälen und Becken. Mitt. Inst. Meereskd. Univ. Hamb. 19, 1971.
- [3] HANSEN, W.: Hydrodynamical methods applied to oceanographic problems. Mitt. Inst. Meereskd. Univ. Hamb. 1, 1962.
- [4] LEENDERTSE, J. J.: Aspects of the computational model for longperiod water wave propagation. RAND Memorandum 5294, Delft, 1967.
- [5] KAGAN, B. A.: Hydrodynamical models of ocean tides (in Russian). Gidrometeorizdat, Leningrad, 1968.
- [6] SCHÄFER, P.: Ein dreidimensionales diagnostisches Nordseemodell zur Untersuchung großräumiger barokliner Bewegungsvorgänge. Dissertation, Universität Hamburg, 1975.

Quantitative Erfassung der Sandwanderung

(Kurzfassung)

Von R. Reinhard

Summary

One of the most advantageous methods in studying the sand movement is the use of radioactive tracers. Radioactive sand, however, is inevitably burried by a natural sand layer causing absorption of the γ -rays. A way of correcting the measured count rate for absorption is presented. Other problems, such as directly measuring the distribution function of radioactive sand, the natural background radiation and the activation procedure are treated as well.

Eine ausführliche Studie, in der die verschiedenen Möglichkeiten der Erfassung des Sedimenttransports miteinander verglichen werden (Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin, 1970), kommt zu dem Ergebnis, daß die Anwendung von Radioisotopen als Tracer das vorteilhafteste Verfahren ist, da

1. die Messungen ohne Eingriff in die Versuchsbedingungen durchgeführt werden können,
2. die Meßergebnisse unmittelbar vorliegen,
3. das Meßverfahren das genaueste ist.

Dieselben Vorgänge, die den radioaktiven Sand zur Wanderung veranlassen, bewirken auch unvermeidlich eine Vergrabung des Sandes, so daß die gemessene Zählrate von zwei Variablen abhängt, der Menge des radioaktiven Sandes am Ort der Messung und der absorbierenden Schichtdicke des natürlichen Sandes, die darüber liegt. Genauer gesagt, hängt die Zählrate von der unbekanntem Verteilungsfunktion des radioaktiven Sandes mit der Tiefe ab.

Korrekte qualitative Ergebnisse sind nur möglich, wenn die Verteilungsfunktion in dem gesamten Untersuchungsgebiet (mehrere Quadratkilometer) konstant ist, ein sehr unwahrscheinlicher Fall. Korrekte quantitative Ergebnisse sind nur möglich, wenn das Tracermaterial unvergraben ist (dann gibt es aber auch keine Wanderung).

Es gibt jedoch einen Effekt, mit dem die mittlere Vergrabungstiefe des Tracers gleichzeitig mit der Messung der Zählrate festgestellt werden kann. Dieser „Aufbaueffekt“ (engl. build-up-effect) kommt dadurch zustande, daß die Compton-gestreuten γ -Quanten nur einen Teil ihrer Energie abgeben, nach dem Stoß also erhalten bleiben, während die γ -Quanten im Photopeak vollständig absorbiert werden. Dies führt zu einer Änderung des γ -Spektrums, die um so ausgeprägter ist, je dicker die absorbierende Materieschicht ist. Die einfachste Anwendung dieses Effektes ist gegeben durch das Verhältnis der γ -Quanten im Bereich des Compton-Plateaus und des Photopeaks. Dieses Verhältnis ist eine monoton wachsende (und damit eindeutige) Funktion der Absorberschichtdicke. Der Verlauf der Funktion hängt jedoch in gewissen Grenzen auch noch von der Art der Verteilungsfunktion ab. Bei der Fehlerabschätzung geht diese Unsicherheit mit etwa 10 % ein, wie durch Berechnungen gezeigt werden kann.

Die gemessene Zählrate läßt sich dann nach Berücksichtigung des Nulleffektes und der Abnahme der Aktivität mit der Halbwertszeit durch eine Eichung in eine Sandmenge umrechnen, die in einer bestimmten Zeit vom Punkt des Einbringens bis zum Ort der Mes-

sung gewandert ist. Integriert man über das gesamte Untersuchungsgebiet, so muß die ursprünglich ausgebrachte radioaktive Sandmenge herauskommen, mit anderen Worten, das quantitative Meßverfahren bietet eine echte Überprüfungsmöglichkeit.

Die Ergebnisse der theoretischen Arbeiten konnten bei Feldmessungen im Mai/Juni 1971 vor Sylt überprüft werden. Um ein Beispiel zu geben: Von insgesamt 100 kg Sand wurden 9 Monate nach dem Einbringen $24,2 \pm 4,3$ kg in unmittelbarer Nähe des Einbringepunktes (200×200 m) wiedergefunden.

Eine ausführliche Darstellung der theoretischen Grundlagen, der verwendeten Geräte und der ersten quantitativen Meßergebnisse ist in der „KÜSTE“, Heft 26, enthalten.

Z. Z. wird ein nach dem Spülrohrprinzip arbeitendes Gerät fertiggestellt, mit dem die Verteilungsfunktion des radioaktiven Sandes in situ gemessen werden kann. Zum einen erhält man dadurch völlig neue Einblicke in die Überlagerungsvorgänge bei der Sandwanderung, zum anderen läßt sich durch die Verteilungsfunktion die Absorption der γ -Strahlung genau berücksichtigen.

Zwei weitere Probleme bei Sandwanderungsmessungen mit radioaktiven Tracern wurden bereits gelöst:

1. Bei der Radioaktivmarkierung muß die Aktivität proportional zur Masse der einzelnen Sandkörner (und nicht wie bisher üblich proportional zur Oberfläche) aufgebracht werden. Das läßt sich am einfachsten dadurch erreichen, daß die verwendete Sandmenge vor der Aktivierung in einzelne Kornfraktionen zerlegt wird. Gleiche Massen werden dann gleich stark aktiviert.
2. Der Nulleffekt setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen:
 - a) Seewasser,
 - b) natürlicher Seesand,
 - c) Aktivität des Materials, aus dem die Sonde gebaut ist,
 - d) kosmische Strahlung.

Während die ersten 3 Komponenten von Meßort zu Meßort (zumindest vor Sylt) in etwa konstant sind, wird die 4. Komponente durch das Seewasser teilweise absorbiert.

$$N = N_0 \exp(-\mu z) + K$$

Die Konstanten N_0 , μ , K lassen sich leicht bestimmen, so daß eine recht genaue Berücksichtigung des Nulleffekts möglich ist.

Die quantitative Auswertung der Meßergebnisse in der beschriebenen Art bei über 1000 Meßpunkten macht den Einsatz eines Computers erforderlich. Für die von April bis Oktober 1974 vor Sylt durchgeführten Messungen wurde daher ein Computerprogramm entwickelt, so daß die Auswertung sofort nach jeder Messung erfolgen konnte und die Ergebnisse vor Beginn der nächsten Messung vorlagen. Eine Veröffentlichung darüber ist für eines der nächsten Hefte der „KÜSTE“ vorgesehen.

Neues Verfahren zur Beschickung von Lotungen im Tidegebiet

Von Bernhard Gerken† und Laszlo Köves

Summary

The accuracy of the conventional methods used to reduce soundings in the Outer Elbe region does not meet present and future requirements. Therefore a new method has been developed. Basically, the difference of high and low water travel times between two gauges, as well as the gradient of the line connecting high/low water heights at those gauges, are used to calculate the necessary correction. As main advantage, the character of the derived local tide curve as required for the reduction could be retained, inspite of meteorologic and morphologic influences. The mean error could thus be reduced. For practical use, reduction tables have been computed. Further improvement might be achieved by greater density and more suitable location of reference gauges.

1. Einleitung

In der Arbeit der an der deutschen Nordseeküste tätigen Ingenieure und Wissenschaftler nimmt die topographische Vermessung durch Lotungen der Gewässersohle einen immer breiter werdenden Raum ein.

Zur Lösung der verschiedenartigsten Aufgabenstellungen in den Mündungsgebieten der Tideströme und dem Küstenvorfeld werden Karten mit möglichst genauen Tiefenangaben benötigt. Hier nun liegt das Problem, da zwischen der auf den Watten vielfach durchgeführten nivellitischen Vermessung oder der Vermessung mit Hilfe des Wasserlinienverfahrens erreichbaren Genauigkeit von etwa $\frac{1}{4}$ dm bis zu 1 dm (Lit. [1], [3], [4], [6]) und der mit Schiffen durchgeführten Tiefenmessungen durch Lotungen im angrenzenden Seegebiet eine qualitativ große Lücke klafft.

Nach allem, was bisher an Untersuchungen über die Genauigkeit der küstennahen Seevermessung bekannt ist, muß mit bis zu dem Zehnfachen an Fehlern gerechnet werden. Wissenschaftliche Untersuchungen über die Naturvorgänge im Küstenvorfeld, genannt sei hier als Beispiel das Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft „Sandbewegung im deutschen Küstenraum“, müssen – soweit sie sich an Tiefenkarten orientieren – an Aussagekraft verlieren, solange nicht annähernd gleiche Begrenzungen der Fehler wie in der Wattvermessung erreicht werden können.

Hinzu kommt, daß die mit der Seevermessung betrauten Dienststellen des Bundes und der Länder nach eigenem, oft historisch gewachsenem Verfahren arbeiten, wobei zwangsläufig durch die häufige Überlappung der Vermessungsbereiche zusätzliche Schwierigkeiten entstehen.

Vergleichende Untersuchungen, z. B. Errechnung von Sandbilanzen aus Tiefenänderungsplänen u. ä., müssen zwangsläufig Kritik nach sich ziehen, solange nicht nach einheitlichen Verfahren gearbeitet wird.

Das Problem der Seevermessung liegt darin, die zum Zeitpunkt der Lotung vorhandene Wasserstandshöhe genau bestimmen zu können. Durch die Gezeiten mit ständig sich ändernden Wasserständen erhält die Reduzierung des jeweils angetroffenen Wasserstandes

auf ein einheitliches Bezugsniveau, allgemein als „Beschickung“ bezeichnet, ihr besonderes Gewicht.

2. Allgemeines

2.1. Beschickungsverfahren im Mündungsgebiet der Außenelbe

Zur Errechnung der Wasserstände für die Herstellung von Tiefenkarten werden verschiedene Verfahren verwendet, die mehrfach in der Literatur behandelt worden sind.

In einer zusammenfassenden Untersuchung für die speziell in der Außenelbe verwendeten Verfahren hat GÖHREN (2) 1968 berichtet. Er hat vier Beschickungsverfahren untersucht und gegenübergestellt.

Es sind dies im einzelnen:

- a) Beschickung nach der Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle
- b) Beschickung nach der Fortschrittsgeschwindigkeit wie unter a) und Höhenreduzierung nach dem Thw-Gefälle
- c) Beschickung nach mittleren Tidekurven
- d) Beschickung nach der Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle wie unter a) und Höhenreduzierung nach den Tidehubveränderungen

Im Außenelberegion wird das Verfahren b) von der Forschungsgruppe Neuwerk, c) vom Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven und d) vom Deutschen Hydrographischen Institut praktiziert.

Als Ergebnis hat GÖHREN gefunden, daß das Verfahren b) die besten Werte um die Hochwasserzeit und das Verfahren c) die beste Übereinstimmung zwischen beschickten und gemessenen Wasserständen während der übrigen Tidezeiten erbringt. Das Verfahren d) wird überwiegend im Seegebiet mit gutem Erfolg für die Herstellung von Wasserstandsrechnungskarten angewendet, dagegen ist es in den Mündungsgebieten den Verfahren b) und c) unterlegen.

Durch die besondere Aufgabenstellung des Wasser- und Schiffsamtes Cuxhaven können die durchzuführenden Peilungen des Schiffsamtes nicht auf die Hochwasserzeit beschränkt werden, sondern müssen während des gesamten Arbeitstages bei den verschiedensten Tidephasen durchgeführt werden.

Darüber hinaus benötigt das Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven, im Gegensatz zur Forschungsgruppe Neuwerk, die für die Beschickung mehrere Hilfspegel heranzieht, nur den Pegel 1. Ordnung Cuxhaven Steubenhöft.

Das Verfahren c) wird seit ca. 50 Jahren mit zwischenzeitlichen Verbesserungen im Elbmündungsgebiet mit recht gutem Erfolg angewendet. Durch das im Laufe der Zeit verdichtete Hilfspegelnetz im Ästuar der Elbe war nun Gelegenheit gegeben, sich kritischer mit dem Verfahren auseinanderzusetzen.

Umfangreiche Voruntersuchungen vieler Einzelheiten haben ergeben, daß Beschickungsfehler nach dem bisher beim Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven durchgeführten Verfahren c) in Größenordnungen zwischen 3–4 dm, in Ausnahmefällen zwischen 5 und 6 dm und im Mittel zwischen 1 bis 2 dm auftraten. Gefunden wurden diese Fehler, indem man tatsächlich gelaufene Tiden von dem Bezugspegel auf die in der Außenelbe aufgestellten Hilfspegel „beschickt“ und mit den dort gemessenen Wasserständen vergleicht.

2.2. Beschreibung des bisher verwendeten Verfahrens c)

Das derzeit noch vom Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven verwendete Beschickungsverfahren bezieht die geloteten Wassertiefen auf die mittleren Tideverhältnisse im Meßgebiet. Der Außenelbereich ist in einzelne Zonen eingeteilt, für die je nach Tidephase an Hand von Tabellen Korrekturwerte des Wasserstandes gegen den Bezugspegel Cuxhaven-Steubenhöft entnommen werden. So ergibt sich der Wasserstand am Peilort aus dem gleichzeitig beobachteten Wasserstand am Bezugspegel, verbessert um den vorgenannten Korrekturwert.

Für Peilungen im Außenelbereich sind Tabellen aufgestellt worden, die für bestimmte Zonen des Peilbereiches die erforderlichen Beschickungswerte enthalten. Als Unterlage für die Tabellen sind Aufzeichnungen von Behelfspegeln oder anderen Pegeln 3. Ordnung verwendet und daraus mittlere Tidekurven konstruiert worden.

In Heft 4, Abschn. 4 des Untersuchungsberichtes über „Die Beschickung von Lotungen im Küstengebiet der Deutschen Bucht und im Wattenmeer“ wird das Verfahren eingehender beschrieben.

Treten während der Ausführung von Peilungen etwa mittlere Verhältnisse ein, finden sich gute Übereinstimmungen zwischen beschickten und gemessenen Wasserständen. Mit Zunahme der Abweichungen von den mittleren Verhältnissen nimmt die Größe der Beschickungsfehler zu.

Die unter Ziff. 2.1. genannten Beschickungsergebnisse entsprechen nicht mehr den einleitend beschriebenen Anforderungen an die Genauigkeit von Tiefenkarten. Dies gab Anlaß, ein Verfahren zu entwickeln, bei dem die maximalen Fehler 2 dm und im Mittel 0,5 bis 1 dm nicht überschreiten durften. Im folgenden wird das Untersuchungsergebnis des neuen Verfahrens erläutert, das grundsätzlich abweicht von allen bisher bekannten Verfahren.

3. Beschickungsverfahren nach der Laufzeitänderung der Tidewelle und Höhenreduzierung nach dem MThw/MTnw-Gefälle

3.1. Theoretische Grundlagen

MThw/MTnw-Gefälle

Wird die Tidekurve eines Außenpegels mit einer zugehörigen Tidekurve des Bezugspegels verglichen, stellen sich im Regelfall unterschiedliche Thw- und Tnw-Scheitelhöhenwerte ein. Aus dem Abstand des Außenpegels zum Bezugspegel und den vorbeschriebenen Scheitelhöhenwerten bestimmt sich das Thw/Tnw-Gefälle.

Die Differenz der zugehörigen Scheitelhöhenwerte wird im folgenden als Δh -Wert bezeichnet.

Beim Vergleich vieler Tiden wird im allgemeinen eine gute Übereinstimmung der Δh -Werte in sich und untereinander gefunden.

Aus dem statistischen Mittel, nach den später unter Ziff. 3.2. noch festgelegten Bedingungen, läßt sich das MThw- bzw. MTnw-Gefälle für jeden Außenpegel bestimmen.

Laufzeitänderung

Unter Laufzeit soll hier die zeitliche Bewegung der Tidescheitel zwischen dem Außen- und Bezugspegel verstanden werden. Die Laufzeiten der Thw-Scheitel mehrerer Tiden sind annähernd gleich. Ebenso die Laufzeiten der Tnw-Scheitel. Bei Gegenüber-

stellung der Laufzeiten beider Scheitel treten größere, von der Entfernung abhängige Differenzen auf. Die direkt nicht meßbare Änderung der Laufzeiten zwischen den Scheiteln ist wesentlicher Bestandteil der vorliegenden Untersuchung.

Um die Änderung der Laufzeiten meßbar zu machen, mußte der Δh -Wert als konstant angenommen werden. Dies konnte deshalb geschehen, weil der Δh -Wert bei einer Reihe von untersuchten Tiden nur unwesentlichen Schwankungen unterworfen war. (Die Abweichungen der Δh -Werte vom statistischen Mittel betragen maximal lediglich 5 cm.)

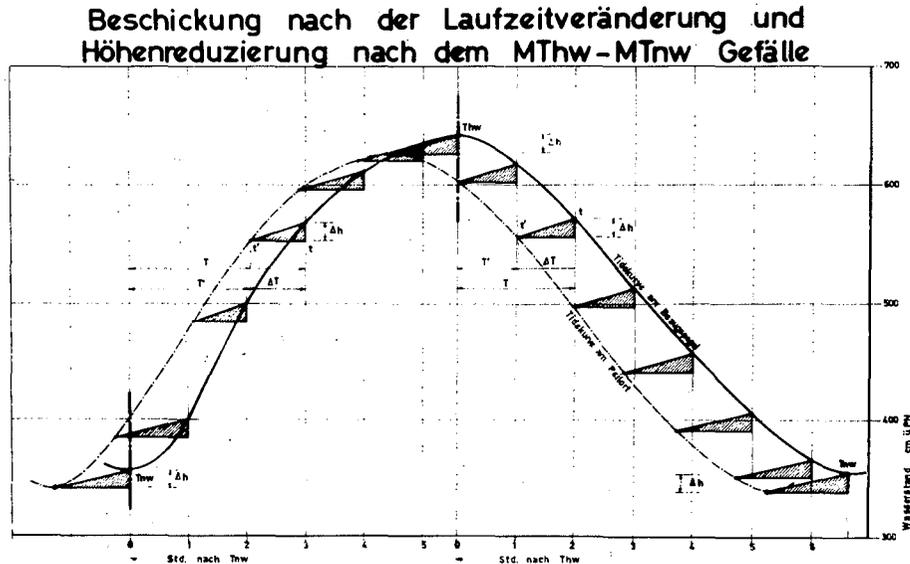


Abb. 1

Unter Benutzung des gemittelten Δh -Wertes läßt sich dann die Laufzeit in gewünschten Intervallen bestimmen (nach Abb. 1 als Beispiel für jede Stunde, für den Aufbau der Beschickungstabellen in Abständen von 10 Minuten).

Neben den gesetzmäßigen Einflüssen können stärkere meteorologische Einflüsse sowohl die Laufzeit als auch die Δh -Werte in erheblichem Maße beeinflussen, so daß für die Untersuchungen nur weitgehend ungestörte Tiden, sogen. „Schönwettertiden“, herangezogen worden sind. Da die Lotungen mit Schiffen im Außenelbereich im allgemeinen nur bis etwa Windstärke 5 Bft durchführbar sind, wurden nur Tiden bis zu dieser Grenze ausgewertet.

Zur Bestimmung der mittleren Δh - und damit der Laufzeitwerte sei angemerkt, daß hierfür nicht die statistischen mittleren Tidekurven (5) des betreffenden Außenpegels benutzt werden konnten, sondern eigene, in zeitlicher Beziehung zum Bezugspegel stehende mittlere Tidekurven errechnet werden mußten (hierzu Abb. 2). Als zusätzliche Fehlerquellenbegrenzung wurde außerdem, wie bei dem bisher praktizierten Verfahren, die Tide aufgeteilt nach Tnw- und Thw-Bereichen (Abb. 1).

Durch die Einführung der Laufzeitveränderungen konnte eine zeitgleiche Beschickung mit den ihr anhaftenden Fehlern entfallen. In Abb. 3 sind die unterschiedlichen Auswirkungen beider Beschickungsmethoden im System verdeutlicht. Es sind zwei Tidepaare mit unterschiedlichen Tidenstiegen gegenübergestellt. Die Tide 2 stellt mittlere Verhältnisse am Lotungs- und Bezugspegelort dar. Das Ergebnis der Beschickung nach dem bisherigen Ver-

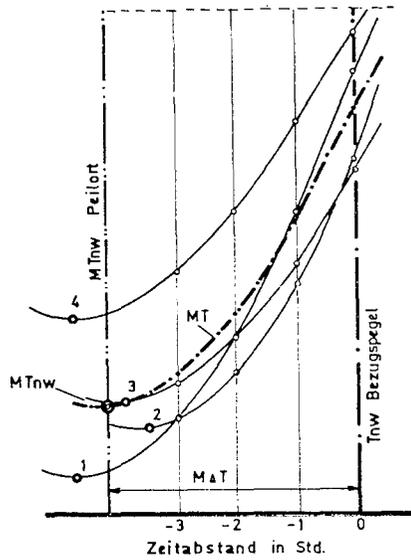


Abb. 2

Auswirkung der Beschickung Theoretischer Nachweis

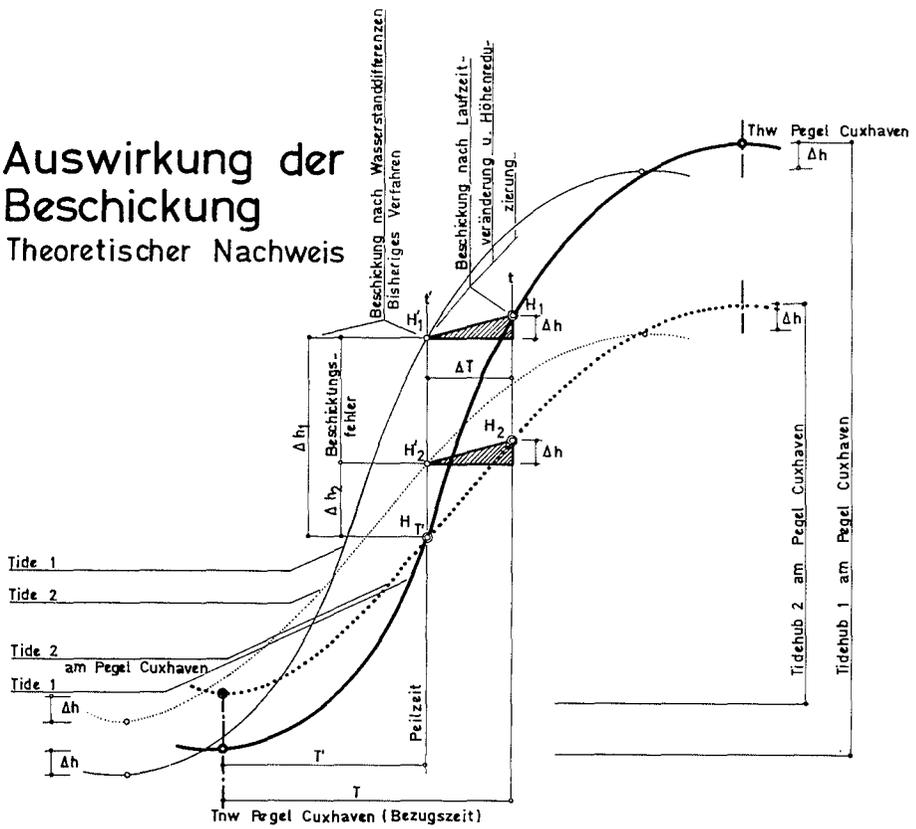


Abb. 3

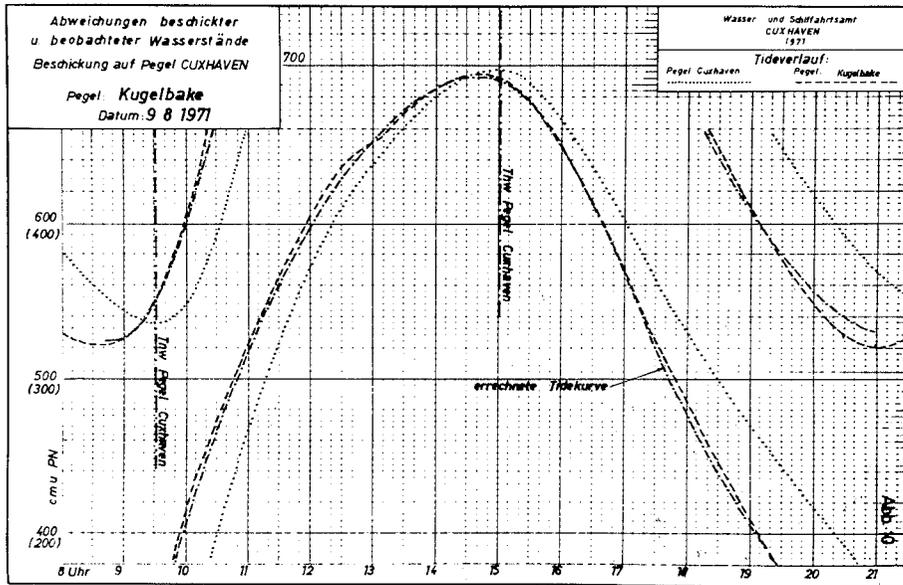


Abb. 4

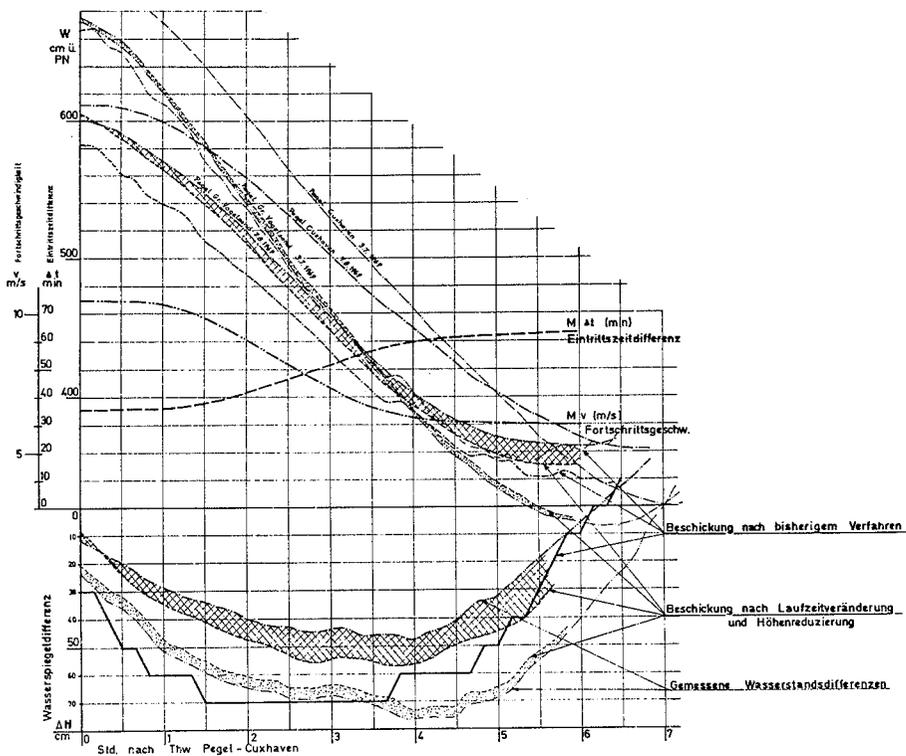


Abb. 5. Auswirkung der Beschickung anhand von zwei Beispielen

fahren gleicht dem des neuen Verfahrens. Bei der Tide 1 dagegen wird durch den steileren Tidesstieg ein großer Beschickungsfehler durch die im alten Verfahren eingeführten konstanten und zeitgleichen Wasserstandsdifferenzwerte auftreten müssen. Durch Einführung der Laufzeiten nach dem neuen Verfahren läßt sich ein solcher Fehler weitgehend vermeiden.

Aus Abb. 4 geht hervor, daß die Charakteristik der durch Beschickung gefundenen Tidekurve trotz morphologisch und meteorologisch bedingter Umformungen erhalten bleibt. Dies trifft nach Wissen der Verfasser bislang bei keinem der bekannten Verfahren über den gesamten Verlauf der Tide zu.

Zum besseren Verständnis der unterschiedlichen Auswirkungen beider Beschickungsverfahren sind in Abb. 5 zwei gelaufene Tiden nach beiden Verfahren beschickt und die daraus resultierenden Wasserstandsdifferenzen mit den am Außenpegel abgelesenen Werten verglichen worden. Es zeigt sich, daß bei der Beschickung nach dem bisherigen Verfahren nur eine konstante Wasserspiegeldifferenzlinie in Abhängigkeit von der jeweiligen Tide des Bezugspegels zu erreichen ist. Hier bietet das neue Verfahren Vorteile, da die Wasserstandsdifferenzen variabel bleiben und sich den gemessenen Wasserstandsdifferenzen weitgehend anpassen.

Nach den vorstehend beschriebenen allgemeinen Erkenntnissen können für die Aufstellung eines tabellarischen Beschickungsverfahrens folgende Grundlagen aufgestellt werden:

- a) Aus statistischen Daten kann die Steigung der MThw- und MTnw-Linien zum Bezugspegel ermittelt und als vom Beschickungsort abhängiger, konstanter Mittelwert errechnet werden. Dies ist der Δh -Wert.

Deckt sich der Δh -Wert nicht mit dem zur Zeit der Lotung tatsächlich eingetretenen Differenzwert, so geht dieser als Fehler direkt in die Beschickung ein. Nach Überprüfung kann es sich dabei nur um wenige cm handeln. Hierzu siehe Abb. 6.

- b) Durch die Einführung des konstanten Differenzwertes Δh läßt sich die Änderung der Laufzeit während des Ablaufes der Tide in jeder Phase feststellen.

Stimmt die so ermittelte Laufzeitänderung nicht mit den zur Zeit der Lotung tatsächlich eingetretenen Werten überein, so ergeben sich aus der Minutenabweichung

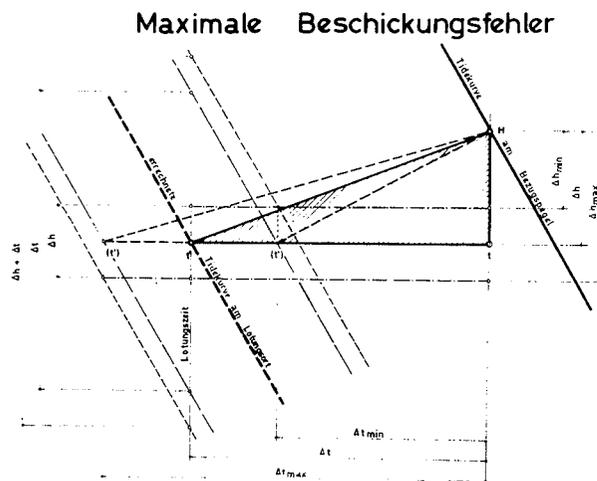


Abb. 6

resultierende cm-Differenzen (Abb. 6). Je nach Steigung der Tidekurve am Meßtage gehen diese Differenzen zusätzlich direkt als Fehler in die Beschickung ein. Sie können das Gesamtfehlerresultat allerdings ebenso verringern oder aufheben.

Aus den vorangegangenen theoretischen Überlegungen läßt sich die Beschickung nach Abb. 7 wie folgt formulieren:

Der Wasserstand am Lotungsort zum Zeitpunkt t' ist gleich dem Wasserstand am Bezugspegel im Zeitabstand T' (theoretischer Zeitabstand zwischen Thw- bzw. Tnw-Scheitel des Bezugspegels und der Lotungszeit) $\pm \Delta T$ (Laufzeit im Zeitabstand T) $\pm \Delta h$.

Hieraus ergibt sich, bezogen auf die Eintrittszeiten der Scheitel

$$H'_{T'} = H_T \pm \Delta h$$

oder

$$H_{T'} = H_{T'} \pm \Delta T \pm \Delta h$$

oder bezogen auf die Lotungszeit:

$$H_{t'} = H_t \pm \Delta h$$

Es bedeuten:

- H' = Wasserstand am Lotungsort (cm)
- H = Wasserstand am Bezugspegel (cm)
- T' = Zeitabstand zwischen dem vorangegangenen Scheitel und der Lotungszeit (Stunden — Minuten)
- T = Zeitabstand zwischen dem vorangegangenen Scheitel und der Lotungszeit zuzüglich der Laufzeit: $T' + \Delta T$ (Stunden — Minuten)
- ΔT = Laufzeit (Stunden — Minuten)
- Δh = Höhendifferenz nach dem MThw/MTnw-Gefälle (cm)
- t' = Lotungszeit (Uhrzeit)
- t = Lotungszeit zuzüglich Laufzeit: $t' + \Delta T$ (Uhrzeit)

Wasserstandsermittlung am Lotungsort

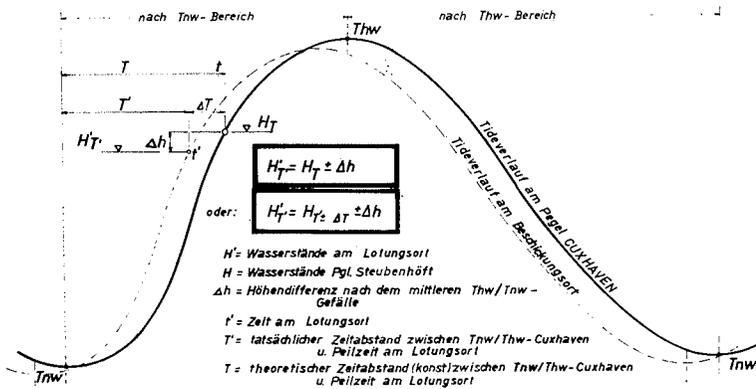


Abb. 7

Nach den aufgezeigten Kriterien kann das hieraus entwickelte Beschickungsverfahren als

„Beschickung nach der Laufzeitveränderung der Tidewelle und Höhenreduzierung nach dem M_{Thw}/M_{Tnw} -Gefälle“ bezeichnet werden.

3.2. Aufstellung von Beschickungstabellen

Für die Anwendung in der Praxis lassen sich aus diesen Beschickungsformeln Tabellen zusammenstellen, die mit geringem Mehraufwand an Zeit gegenüber den bisherigen Verfahren Beschickungen im Untersuchungsgebiet ermöglichen.

Hierzu waren die im folgenden aufgeführten Arbeiten erforderlich:

- a) Von den für die Untersuchung erforderlichen Außenpegeln sowie dem Bezugspegel Cuxhaven/Steubenhöft sind 20 einwandfrei bezüglich Höhe und Zeit geschriebene Tidekurven ausgewählt worden. Tiden, die durch Wind über Stärke 5 Bft beeinflusst wurden, sind für die weitere Untersuchung ausgeschlossen worden.
- b) Für jeden der für das Untersuchungsgebiet zur Verfügung stehenden insgesamt 10 Pegeln wurden die Tnw - und Thw -Gefälle zum Bezugspegel in cm als Δh -Werte ermittelt. Dabei ließ sich feststellen, daß das Thw -Gefälle annähernd dem Tnw -Gefälle glich. Nur im Neuwerker Fahrwasser, das vom Hauptfahrwasser durch den Leitdamm Kugelbake getrennt verläuft, traten größere Abweichungen zwischen beiden Gefällen auf. Während im Hauptfahrwasser maximale Differenzen bis zu 5 cm nachgewiesen wurden, sind im Neuwerker Fahrwasser solche von 15 cm festgestellt worden. Zur Vermeidung größerer Beschickungsfehler mußte deshalb in den Tabellen für das Neuwerker Fahrwasser eine lineare Interpolation durchgeführt werden.
- c) Für jeden Pegel (Außen- und Bezugspegel) sind, bezogen auf die Eintrittszeit des Tnw bzw. Thw am Bezugspegel, die mittleren Tidekurven (Abb. 2) errechnet worden. Mit den so gefundenen mittleren Tidekurven eines jeden Pegels sind die Zeitabstände (in Stunden und Minuten), bezogen auf die mittleren Eintrittszeiten der Tnw bzw. Thw des Bezugspegels, unter Berücksichtigung der vorher ermittelten Höhendifferenzwerte Δh in Abständen von 10 Minuten (bezogen auf den Bezugspegel) festgestellt und in Tabellen zusammengestellt worden.
- d) Da im gesamten Untersuchungsgebiet nur 10 Hilfspegel zur Verfügung standen, mußte zur Reduzierung der Beschickungsfehler eine Aufteilung in eine größere Anzahl von Beschickungsfeldern vorgenommen werden. Die Felder sollten Seitenlängen von 2–3 km nicht überschreiten.

Als Begrenzung der einzelnen Felder sind die Hyperbelhauptlinien nach dem Hi-Fix-Ortungsverfahren ausgewählt worden (siehe Abb. 8). Dies hat seinen Grund in der Aufbereitung der Lotungsdaten für die manuelle und elektrische Datenverarbeitung, besonders, um die Umrechnung in das Gauß-Krügersche Koordinatensystem zu vereinfachen.

Sind die so bestimmten Felder nicht direkt durch einen Hilfspegel besetzt – und das ist bei der Mehrzahl der Fall – müssen die Tabellenwerte durch Interpolation ermittelt werden.

Im Gegensatz zum bisherigen Verfahren, bei dem eine Aufteilung in Zonen quer zur Stromachse erfolgte, wird durch die neue Feldaufteilung das z. T. in erheblichem Maße auftretende Quergefälle berücksichtigt.

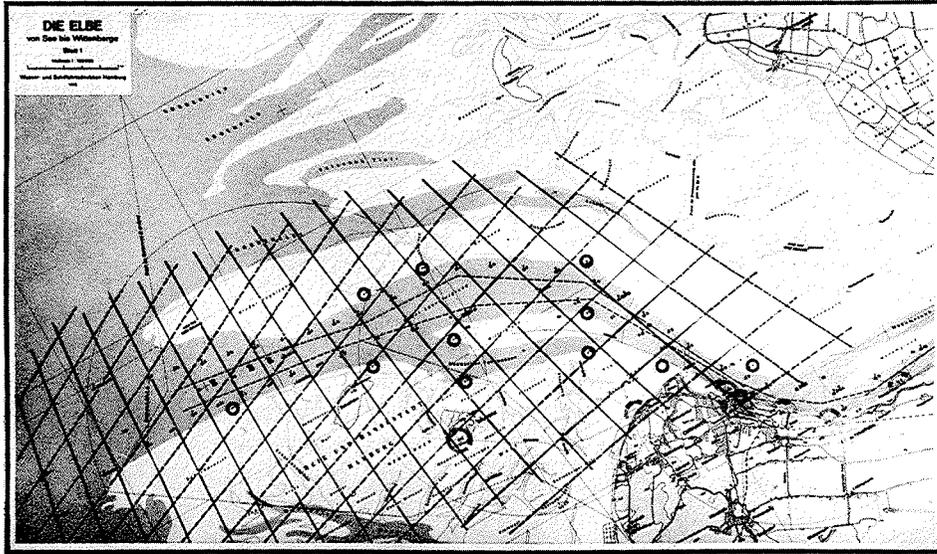


Abb. 8. Beschickungskarte für die Elbe

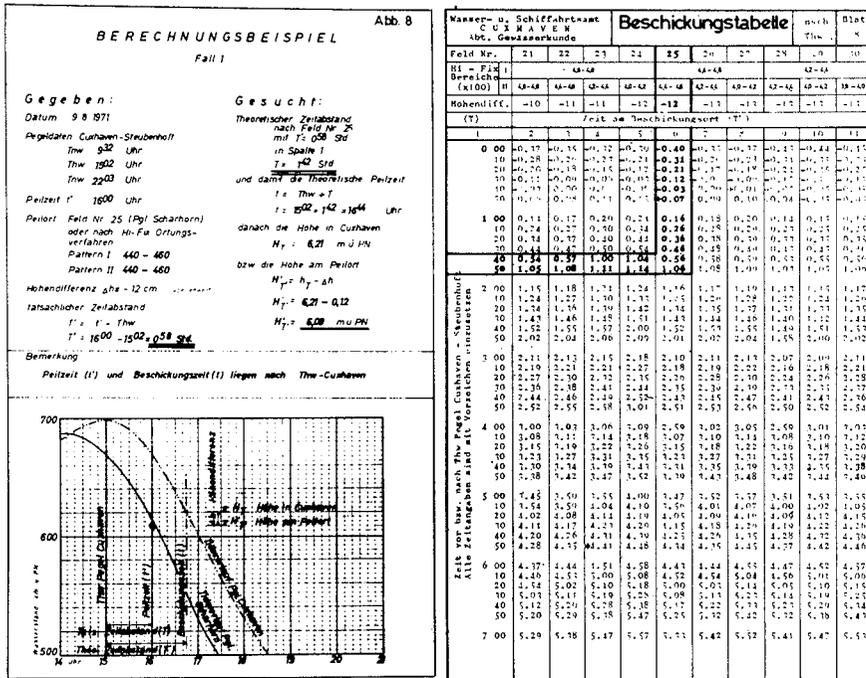


Abb. 9. Berechnungsbeispiel

3.3. Anleitung zur Benutzung der Tabellen

Mit den Tabellen läßt sich die Beschickung in folgenden Schritten durchführen:

- Pegeldaten des Bezugspegels feststellen. Hierzu ist die vor der Lotungszeit liegende Eintrittszeit des Scheitels am Bezugspegel festzuhalten.
- Feststellung des Lotungsortes für die Auswahl der Beschickungstabelle.
- An Hand der gewählten Tabelle und der zugehörigen Feldnummer ist die zugehörige Höhendifferenz Δh abzulesen.
- Mit der Lotungszeit t' den Zeitabstand T' berechnen.
- Mit dem Zeitabstand T' und der zugehörigen Feldnummer den theoretischen Zeitabstand T nach der Tabelle ermitteln.

Abweichungen beschickter u. beobachteter Wasserstände

Beschickung auf Pegel CUXHAVEN - Staubenhöft

Pegel: Kl. Vogelsand

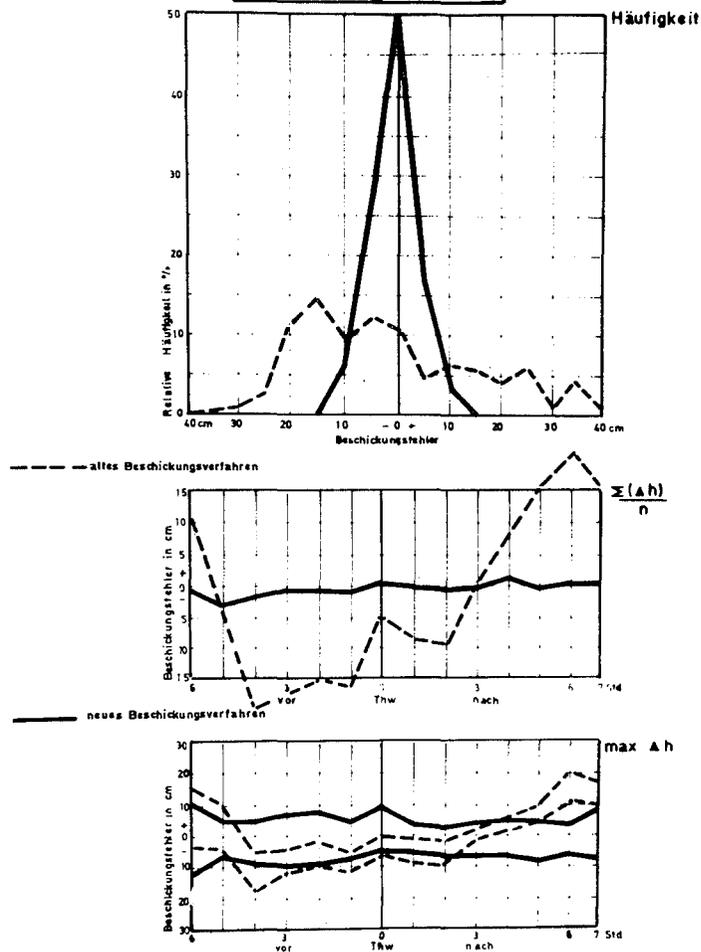


Abb. 10

- f) Theoretische Peilzeit t für den Bezugspegel berechnen und den Wasserstand am Tideschrieb über Pegelnull ablesen.
- g) Die Wasserstandshöhe am Bezugspegel mit dem Δh -Wert reduzieren.

Damit ist die Wasserstandshöhe am Lotungsort über Pegelnull bestimmt.

In Abb. 9 sind Berechnungsbeispiele nach dem vorstehenden Schema durchgeführt.

Abweichungen beschickter u. beobachteter Wasserstände

Beschickung auf Pegel CUXHAVEN - Steubenhöft

Pegel: Scharhörn

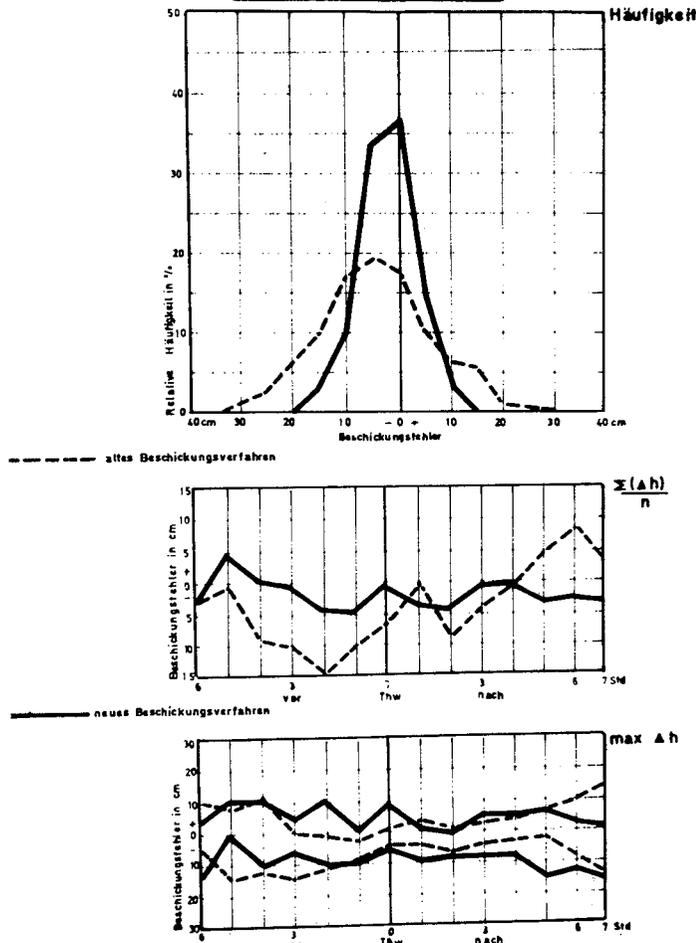


Abb. 11

Der zuerst für den ungeübten Bearbeiter möglicherweise kompliziert erscheinende Rechengang wird nach einer kurzen Einarbeitungszeit als einfach und praktikabel betrachtet.

Der erforderliche Zeitaufwand für die manuelle Beschickung einer 8stündigen Peilung liegt bei ca. 40 bis 45 Minuten, die für die Beschickung nach dem bisherigen Verfahren bei etwa 30 Minuten.

3.4. Beschickungsfehler

Die Beschickungsfehler halten sich in den unter Ziff. 2.2. geforderten Grenzen.

In den Abb. 10 und 11 sind die Abweichungen der beschickten und an den Pegeln beobachteten Wasserstände für 20 Tiden als Häufigkeit, mittlere und maximale Fehler nachgewiesen. Die Abb. 12 und 13 weisen die mittleren und maximalen Abweichungen in Abhängigkeit von der Entfernung zum Bezugspegel nach. Die zunächst nicht erwarteten größeren Fehler bei den zum Bezugspegel nähergelegenen Pegeln Zehnerloch, Mittelgrund West und Buchtloch haben vermutlich ihre Ursache in den an diesen Stellen einmündenden Nebenfahrwassern oder Großpielen.

4. Weitere Verbesserungen der Beschickung

Wird an eine weitere Eingrenzung der Beschickungsfehler gedacht, stellt sich zunächst die Forderung nach einem wesentlich dichteren Pegelnetz. Diese Forderung besteht in erster Annahme zu Recht, da von Pegeln mit geringem Abstand zueinander der Wasserstand zur Lotungszeit direkt ohne Umrechnung oder durch einfache Interpolation mit einer Genauigkeit im dm-Bereich gewonnen werden kann.

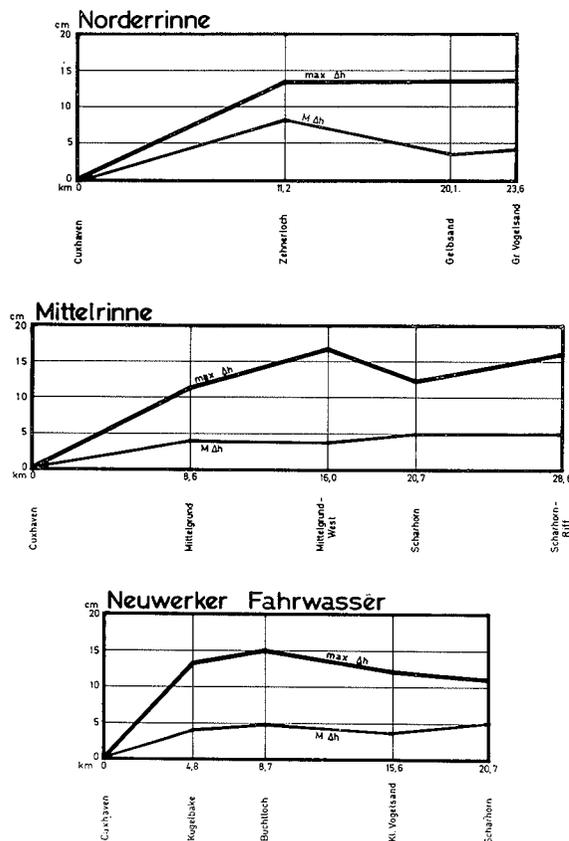


Abb. 12. Abweichung beschickter und beobachteter Wasserstände nach T_{nw}

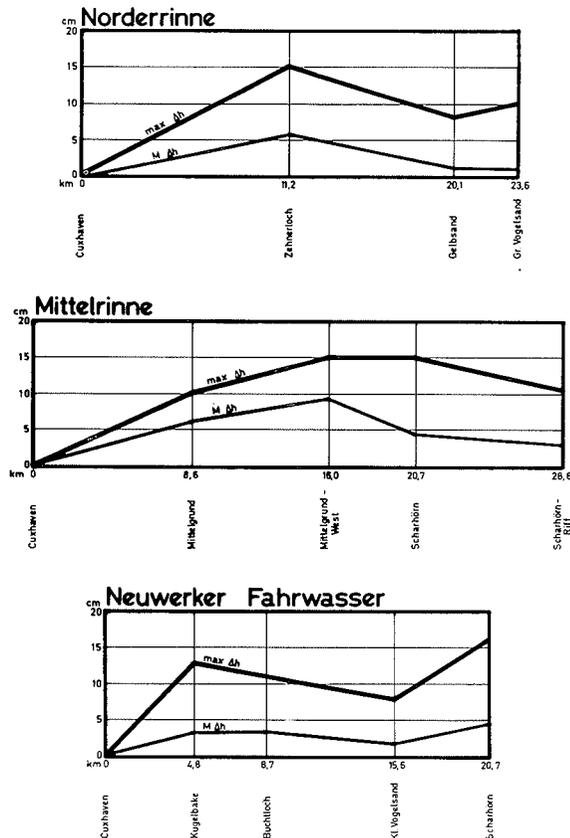


Abb. 13. Abweichung beschickter und beobachteter Wasserstände nach Thw

Dies setzt aber voraus, daß alle Pegel absolut sicher bezüglich Höhe und Zeit laufen; zumindest müßten Kontrollen vor und nach der Peilung der angesprochenen Pegel vorgenommen werden. Abgesehen davon, daß hierdurch unwirtschaftliche Zeitverluste hingenommen werden müssen, ist an eine Realisierung hierfür weder heute noch in absehbarer Zeit zu denken. Immerhin müßten unter Berücksichtigung eines Maximalabstandes der Pegel untereinander von etwa 4–5 km für den Untersuchungsbereich der Außenelbe etwa 25 Pegel zur Verfügung stehen.

Da mit dem neuen Beschickungsverfahren größere Fehler als 1,5 bis 2 dm nicht zu erwarten sind (im Mittel unter 1 dm), andererseits aus der Sicht künftiger Küstenforschung und -technik eine Genauigkeit von ± 1 dm zu fordern sein wird, wäre ein sicherer, ständiger Pegel 1. Ordnung am unteren Ende des Peilgebietes, also etwa in Höhe der Position des Feuerschiffes „Elbe 1“ auf dem Großvogelsand-West zu fordern.

Dieser neue Pegel könnte als ständig abzurufender Funkpegel wertvolle Hilfe bei der Reduzierung des auch mit dem vorliegenden neuen Beschickungsverfahren noch verbliebenen Restfehlers leisten.

Verbesserungen des vorliegenden Verfahrens scheinen möglich, da hier die Laufzeit der Tidescheitel des zuvor geforderten „Außenpegels“ zum Bezugspegel wie auch der Höhendifferenzwert Δh bekannt werden. Aus den Daten beider Pegel, deren Entfernung

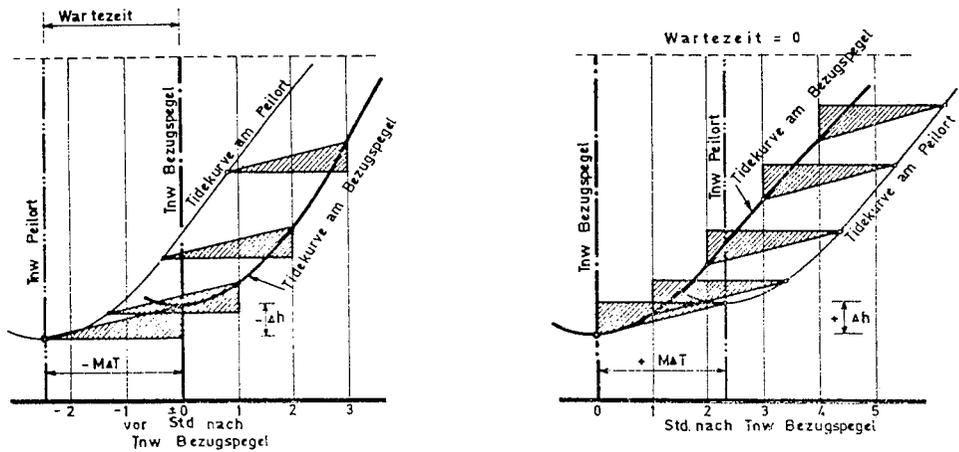


Abb. 14 und 15. Auswirkung des Pegelstandortes

etwa 45 km betragen könnte, ließen sich größere Abweichungen von den in den Berechnungstabellen eingearbeiteten Δh - und Laufzeitwerten erkennen und eliminieren. Außerdem wäre denkbar, den Außenpegel als Bezugspegel zu benutzen, wodurch Wartezeiten bei der Beschickung entfallen würden und damit eine Beschickung an Bord mit entsprechend zusätzlicher elektronischer Ausrüstung möglich wird. Die Auswirkung des Bezugspegelstandortes ist in Abb. 14 und 15 dargestellt.

5. Schlußbemerkungen

Ausgang für die Untersuchungen waren die ständig gestiegenen Anforderungen an die Genauigkeit der Tiefenkarten im Ästuar der Elbe. Das Tidegebiet der Außenelbe mit dem Übergang in das offene Seegebiet und den anschließenden Wattenmeeren und seinen vielschichtigen hydraulischen und morphologischen Problemen boten umfassende Gelegenheit, sich eingehend mit den Fragen der Beschickung auseinanderzusetzen.

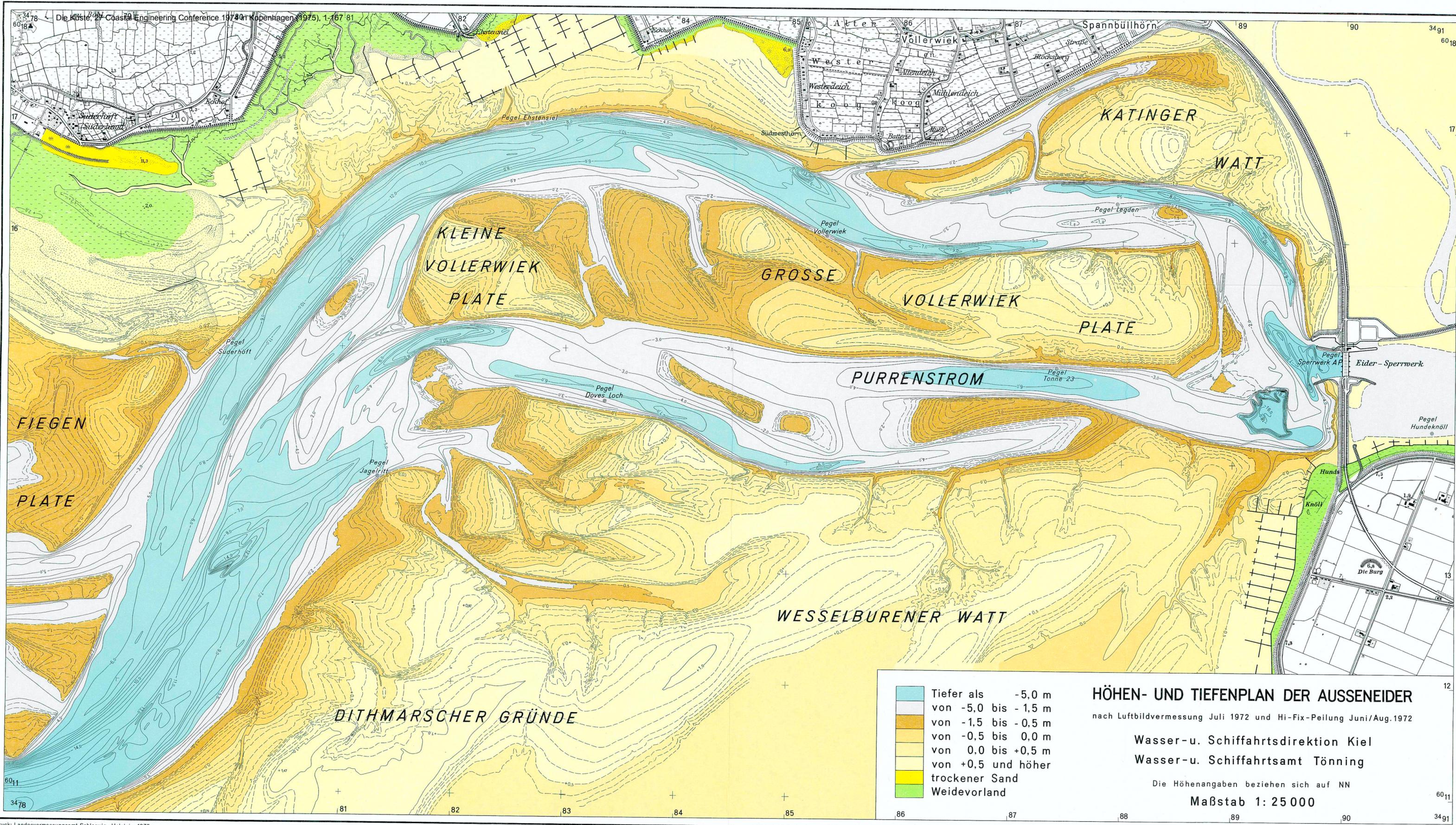
Die bestehende Lücke zwischen der mit hoher Genauigkeit durchzuführenden nivellistischen Vermessung der Wattgebiete und der bisher oft unzureichend gelösten Seevermessung soll durch diesen Beitrag eingeengt werden. Durch Verfeinerung der technischen Einrichtungen von Ortungs- und Tiefenmeßgeräten sind Verbesserungen der Ergebnisse noch möglich und wünschenswert.

Unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten kann das neue Verfahren nach Ansicht der Verfasser in anderen Revieren des deutschen Küstenraumes Eingang finden. Zweifellos bedarf es dazu kritischer Überprüfungen für andere Tidegebiete. Im Bereich des Wasser- und Schiffsamtes Tönning hat RICHTER nach dem neuen Verfahren erste Untersuchungen durchgeführt und als Ergebnis hohe Genauigkeiten in der Beschickung gefunden.

6. Schriftenverzeichnis

1. DOLEZAHN, R.: Grundkarten der Wattaufnahme an der Westküste Schleswig-Holsteins Allgemeine Vermessungsnachrichten Nr. 11, 1952.

2. GÖHREN, H.: Über die Genauigkeit der küstennahen Seevermessung nach dem Echolotverfahren. *Hamburger Küstenforschung*, H. 2, 1968.
3. GÖTZ, J., HOMEIER, H., KOWALSKI, H., LUCK, G.: Vermessung des Jadebusens mit Hilfe des Wasserlinienverfahrens. *Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz der Nieders. Wasserwirtschaftsverwaltung, Jahresbericht 1969, Band XXI (1971)*.
4. GROTHENN, D.: Untersuchungen zur Wattvermessung. *Wiss. Arb. d. Instituts für Geodäsie und Photogrammetrie der TH-Hannover*, Nr. 23, 1964.
5. LÜDERS, K.: Über die Genauigkeit verschiedener Verfahren zum Entwerfen der „mittleren Tidekurve“. *Neues Archiv für Niedersachsen*, H. 19, 1950.
6. SIEFERT, W., LASSEN, H.: Vermessungsarbeiten im Elbmündungsgebiet. *Hamburger Küstenforschung*, H. 2, 1968.
7. SINDERN, J., KATHAGE, F.: Das Wasserlinienverfahren – eine neue Art der Wattvermessung. *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen*, Jg. 10, H. 6, 1966.
8. WETZEL, G., LUCHT, F.: Vergleichende Untersuchung der angewendeten Beschickungsverfahren in den Küstengewässern der Deutschen Bucht und im Wattenmeer. *DFG Forschungsbericht: Sandbewegung im Küstenraum*, Wiesbaden 1971.
9. DHJ o. V.: *Handbuch für die Vermessung des Deutschen Hydrographischen Instituts*, Hamburg, 1946.



	Tiefer als -5,0 m
	von -5,0 bis -1,5 m
	von -1,5 bis -0,5 m
	von -0,5 bis 0,0 m
	von 0,0 bis +0,5 m
	von +0,5 und höher
	trockener Sand
	Weidevorland

HÖHEN- UND TIEFENPLAN DER AUSSENEIDER

nach Luftbildvermessung Juli 1972 und Hi-Fix-Peilung Juni/Aug. 1972

Wasser-u. Schifffahrtsdirektion Kiel
Wasser-u. Schifffahrtsamt Tönning

Die Höhenangaben beziehen sich auf NN

Maßstab 1: 25 000