

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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



3950-A-2012-00000045

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Heft 43 – 1986

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

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0379-5

DAMMSCHNEIDER, Hans-Joachim, Dr. rer. nat., Moorweidenstraße 14, 2000 Hamburg 13; DETTE, Hans Henning, Dr.-Ing., Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 3300 Braunschweig; ERCHINGER, Heie Focken, Dipl.-Ing., Heinrich-Heine-Straße 23, 2980 Norden; FAHSE, Helmut, Dipl.-Ing., Wedeler Landstraße 157, 2000 Hamburg 56; FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing., Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 3300 Braunschweig; GÄRTNER, Joachim, Dipl.-Ing., Herzog-Adolf-Straße 1, 2250 Husum; HEWER, Regina, Dipl.-Ozeanogr., Tannenbergerweg 30, 2822 Schwanewede 1; HEYER, Harro, Dipl.-Ozeanogr., Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen, Callinstraße 32, 3000 Hannover 1; KÜMPEL, Hans-Joachim, Dr., Institut für Geophysik, Universität Kiel, Olshausenstraße 60, 2300 Kiel; NIEMEYER, Hanz Dieter, Dipl.-Ing., An der Mühle 5, 2982 Norderney; PFEIFFER, Klaus Dietrich, Dipl.-Ozeanogr., Institut für Meereskunde, Tropowitzstraße 7, 2000 Hamburg 13; SIEFERT, Winfried, Prof. Dr.-Ing., Lentzkai, 2190 Cuxhaven; SÜNDERMANN, Jürgen, Prof. Dr., Institut für Meereskunde, Heimhuderstraße 71, 2000 Hamburg 13; ZSCHAU, Jochen, Prof. Dr., Institut für Geophysik, Universität Kiel, Olshausenstraße 60, 2300 Kiel.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen.
Vorsitzender: Ministerialrat Dr. F. WILCKENS, Bundesministerium für Forschung und Technologie, Heinemannstraße 2, 5300 Bonn 2.

Geschäftsführer: Dr.-Ing. Heinz WISMER, Feldstraße 251/253, 2300 Kiel.
Schriftleiter: Dr.-Ing Harald GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

SIEFERT, Winfried, Prof. Dr.-Ing.	
FAHSE, Helmut, Dipl.-Ing.	
GÄRTNER, Joachim, Dipl.-Ing.	
NIEMEYER, Hanz Dieter, Dipl.-Ing.	
Die Strömungsverhältnisse in drei Langzeit-Meßprofilen im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht	1
FÜHRBÖTER, Alfred, Prof. Dr.-Ing.	
DETTE, Hans Henning, Dr.-Ing.	
Zur Entwicklung der Düne Helgoland	47
KÜMPEL, Hans-Joachim, Dr.	
ZSCHAU, Jochen, Prof. Dr.	
Ein Vorschlag für ein Verfahren zur mittelfristigen Wasserstandsvorhersage in der Deutschen Bucht	115
PFEIFFER, Klaus Dietrich, Dipl.-Ozeanogr.	
SÜDERMANN, Jürgen, Prof. Dr.	
Ein dreidimensionales Flachwassermodell mit vertikaler Auflösung im Tidehubbereich: Entwicklung und erste Anwendungen	149
HEYER, Harro, Dipl.-Ozeanogr.	
HEWER, Regina, Dipl.-Ozeanogr.	
SÜDERMANN, Jürgen, Prof. Dr.	
Die numerische Modellierung von Strömungen und Sedimenttransport in Wattgebieten	167
ERCHINGER, Heie Focken, Dipl.-Ing.	
Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog	181
DAMMSCHNEIDER, Hans-Joachim, Dr. rer. nat.	
Influviale Schwemmfächer – Über die lokalen Folgen natürlicher Materialumlagerungen im Bereich der Unterelbe	205
DETTE, Hans Henning, Dr.-Ing.	
Untersuchungen über Dünenabbrüche und Stranderosionen im Großen Wellenkanal.	247

Die Strömungsverhältnisse in drei Langzeit-Meßprofilen im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht

VON WINFRIED SIEFERT, HELMUT FAHSE, JOACHIM GÄRTNER, HANZ DIETER NIEMEYER

Zusammenfassung

Diese dritte und letzte Veröffentlichung über ein 1974 vom Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen konzipiertes Strömungsmeßprogramm enthält die Ergebnisse von Langzeitmessungen an 10 Stationen in drei Profilen (Pellworm, Knechtsand, Norderney) im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht. Die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen werden für ungestörte Tiden und in Abhängigkeit von den Windverhältnissen dargestellt und im großflächigen Zusammenhang diskutiert. Die unterschiedliche Wirkung der meteorologischen Gegebenheiten auf die Strömungen im Watt, in Wattströmen, auf dem Vorstrand und im Seegebiet, zugleich aber auch die Bedeutung der örtlichen Topographie, werden klar.

Summary

This third and last publication on a current survey program conceived by the Curatorium for Research in Coastal Engineering in 1974, contains the results of long term measurements at 10 stations along 3 profiles (Pellworm, Knechtsand and Norderney) in the near shore region of the German Bight. The flow velocities and directions are presented for undisturbed tides and for tides influenced by wind. Large scale patterns are discussed in this context. It is clearly demonstrated, that the meteorological conditions affect currents in tidal flats, in the near shore zone and in the open ocean in different ways. The influence of the local topography is also apparent.

Inhalt

1. Vorbemerkungen	1
2. Bisherige Messungen	2
3. Messung und Datenaufbereitung	5
4. Ergebnisse	7
4.1 Profil Pellworm	7
4.2 Profil Knechtsand	18
4.3 Profil Norderney	29
4.4 Rest- und Triftströmungen in den Profilbereichen	37
5. Schlußbemerkung	43
6. Schriftenverzeichnis	44

1. Vorbemerkungen

Über die Einflüsse von Starkwind- und Sturmweatherlagen auf die Strömungsverhältnisse können bislang aus den Dauerstrom-Meßserien allgemeine, qualitative und tendenzielle Rückschlüsse gezogen werden. Diese Beobachtungen zeigen, daß den aperiodischen Triftströmungen im flachen Küstengewässer große Bedeutung im Hinblick auf Materialtransport und morphologische Formung zukommt. Daher waren in einem KFKI-Projekt Langzeitmessungen an insgesamt 10 Stationen vorgesehen (Abb. 1 a und 1 b). Die Anordnung der drei Profile

entspricht der Gliederung der deutschen Nordseeküste in einen westlichen Abschnitt mit westöstlicher Erstreckung (ostfriesische Küste), einen nördlichen Abschnitt mit nordsüdlicher Erstreckung (nordfriesische Küste) und den buchtartigen Zwischenbereich, das Mündungsgebiet der großen deutschen Tideflüsse. Die ausgewählten Stationen sind so angeordnet, daß in jedem Profil das eigentliche Wattgebiet, der seeseitige Wattthang sowie das anschließende Küstenrandmeer erfaßt werden.

Um ein einigermaßen vollständiges Spektrum der Triftströmungen bei allen Windrichtungen und Windgeschwindigkeiten zu erfassen, sollten die Messungen über mindestens zwei Jahre (mit Unterbrechungen nur bei Eisgang) durchgeführt werden. Das Datenmaterial sollte im Anschluß an die Messungen nach statistischen Methoden bearbeitet werden.

Die Dauerstrommessungen liefern nur Aufschlüsse über die Strömungsvorgänge in der bodennahen Schicht. Die Beschränkung auf diese Meßebeane war notwendig, um den Aufwand insgesamt in erträglichem Rahmen zu halten.

Im vorliegenden Bericht werden die Strömungsmessergebnisse vorgestellt, die in den Jahren 1978 bis 1980 gewonnen wurden. Sie waren Teil eines umfangreichen Programms, über dessen Resultate bereits zweimal berichtet wurde, nämlich die mittleren Strömungsverhältnisse (SIEFERT et al., 1980) und die Triftströmungen (SIEFERT et al., 1983). Die erste dieser Veröffentlichungen enthält eine ausführliche Darstellung über Zweck, Ziel und Umfang des Gesamtprogramms, das Meßprogramm und die Mitglieder der Projektgruppe des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI), die diese Arbeiten koordiniert haben. Um Wiederholungen zu vermeiden, darf auf die Veröffentlichung verwiesen werden.

An der Durchführung und Auswertung der Langzeitmessungen waren die Autoren mit ihren Dienststellen (sowie zusätzlich das Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven mit einer Station in der Außenelbe) beteiligt. Die Ergebnisse werden in einer Form präsentiert, die angelehnt ist an diejenige von GÖHREN (1974 a) für das Neuwerker Profil (Abb. 1 b).

Für die Ermittlung der winderzeugten Strömungskomponenten sollten Messungen bei möglichst vielen Windrichtungen, -geschwindigkeiten und -dauern durchgeführt werden. Leider wurde während des Meßzeitraumes aber nur unvollständiges Beobachtungsmaterial für höhere Windgeschwindigkeiten gewonnen; Werte bei Windstärken 7 Bft sind im wesentlichen nur für westliche Winde gemessen worden, Werte für Windstärke 8 Bft sind nur vereinzelt vorhanden. Es konnten daher die von GÖHREN (1974 a) im flachen Wattenmeer angegebenen Abhängigkeiten der Strömungsverteilung (Geschwindigkeit, Richtung) von Windlagen nur in Ansätzen gefunden werden.

2. Bisherige Messungen

Langzeitmessungen – zumal in Profilen, also gleichzeitig an mehreren Stationen – lagen bisher nur aus dem Neuwerk/Scharhörner Watt vor (s. o.). Im Zusammenhang mit Untersuchungen des Suspensionsgehaltes mit automatischen Stationen gibt es eine Reihe weiterer Langzeitmessungen, ebenfalls aus diesem Gebiet. Sie wurden jedoch nicht in der hier erstrebten Weise aufbereitet. Lediglich eine Position vor der Küste von Cuxhaven aus dem Jahre 1973 konnte in das Profil Knechtsand ergänzend einbezogen werden (Abb. 1 b).

Meßprogramme mit vergleichbaren Zahlen erfaßter Tiden sind vordem von der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz auf Norderney in zwei Fällen mit kurzen Profilen vorgenommen worden. Zum einen fanden in den Jahren 1957 bis 1973 in den Seegaten zwischen Norderney und Spiekeroog Wiederholungsmessungen zur Untersuchung kurzfristiger hydrologisch-morphologischer Wechselwirkungen in der Wichter Ee mit 260 gemessenen



Abb. 1a. Schleswig-holsteinische Westküste mit Profil Pellworm



Tiden, in der Accumer Ee mit 340 und in der Otzumer Balje mit 420 gemessenen Tiden statt. Eine Differenzierung hinsichtlich meteorologischer Randbedingungen ist hierbei nicht erfolgt, da in den Meßzeiträumen keine Sturmweatherlagen auftraten (KOCH und NIEMEYER, 1977).

Zum anderen wurden 1977/78 auf den Wattwasserscheiden von Norderney (3 Stationen; 52 bis 124 Tiden) und Baltrum (4 Stationen; 143 bis 178 Tiden) sowie im Seegat Wichter Ee (2 Stationen; 66 bis 123 Tiden) Dauerstrommessungen mit Berücksichtigung meteorologischer Einwirkungen vorgenommen (KOCH und NIEMEYER, 1980).

3. Messung und Datenaufbereitung

Da für die Langzeitmessungen die gleichen Meßgeräte verwendet wurden wie in dem KFKI-Meßprogramm zur Ermittlung der Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins und auch die Meßwertaufbereitung und die ADV-Verarbeitung für die Langzeitmessungen in ihrem 1. Teil die gleiche ist, wird hierzu auf die entsprechende Veröffentlichung (SIEFERT et al., 1980) verwiesen. An dieser Stelle wird lediglich über die zusätzliche ADV-Verarbeitung berichtet.

2903		DAUERSTROMMESSUNG										F5 NORDERNEY				Anzahl der Bereiche : *103													
		Profil Nr. : 02-08-03-79										Kartei Nr. 151				Messung vom 14. 8.79 bis 10. 9.79													
		Lage : GK 25 84971										59 69565				Messgerät Nr. 1277													
		Pegel : NORDERNEY RIFFGAT										Wind : NORDERNEY				Gerätehöhe 1.15 m über Sohle = PN -8.00 m													
Datum	THW/THW	HF	HE	DF	DE	Bereich von	bis	Vektor Lg.	Rg.	VM	RM	Vmax	Reax	VMF11 in cm/s				RMC11 in Grd.											
Tide Nr. der Messg.	h min	cm	cm	min	min	h min	h min	ke	Grd	cm/s	Grd	cm/s	Grd	1.Std.	2.Std.	3.Std.	4.Std.	5.Std.	6.Std.	7.Std.									
14. 8.79	v	R	v	R	v	R	v	R	v	R	v	R	v	v	R	v	R	v	R	v	R								
1	3 50	609				0 00	- 0 00	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0								
	9 48	366	263		358																								
2	16 02	638	292		374	10 37	- 16 57	5.35	98	24	100	42	96	7	70	19	93	28	93	36	95								
	17 00	200	438		58	17 07	- 23 07	4.28	259	20	258	30	259	9	288	21	265	27	261	28	260								
15. 8.79	3 40	200	0		660	23 17	- 5 27	3.71	87	17	86	30	90	3	45	11	76	20	85	27	90								
	4 17	200	0		360	5 37	- 11 27	3.38	253	16	255	25	250	6	283	16	259	22	255	23	255								
	10 00	200	0		420	11 37	- 17 27	4.63	87	22	91	37	84	9	67	23	90	31	86	34	83								
	17 00	200	0		360	17 37	- 0 07	4.20	255	18	267	30	253	2	345	15	261	25	255	27	255								
16. 8.79	5 50	200	0		360	0 27	- 6 07	3.08	89	15	84	27	93	3	57	10	74	17	84	24	92								
	17 00	200	0		720	6 17	- 12 47	4.64	255	20	256	32	256	7	275	18	246	27	251	29	260								
	17 52	602	402		52	12 57	- 18 27	3.83	92	19	92	30	90	7	74	19	92	27	90	27	90								
17. 8.79	0 11	377	225		379	18 37	- 1 07	4.82	262	20	265	32	262	8	293	18	268	26	258	29	263								
	7 6	12 593	216		361	1 17	- 7 07	3.71	92	18	95	30	90	5	78	16	92	24	91	27	88								
	12 50	391	202		398	7 17	- 13 27	4.34	259	19	263	30	262	5	291	17	264	25	260	28	262								
18. 8.79	8 19	10 591	200		380	13 37	- 19 37	3.05	100	15	103	25	101	7	63	14	86	19	94	22	99								
	1 10	400	191		360	19 47	- 2 17	3.72	265	16	272	25	262	6	334	14	285	19	265	23	260								
	9 7	40 608	208		390	2 37	- 8 37	3.68	91	17	87	25	98	6	52	15	86	21	90	24	91								
	14 20	390	218		400	8 47	- 15 07	4.18	263	18	264	27	259	10	299	17	269	25	262	25	262								
10 20	21 598		208		361	15 17	- 21 07	3.58	91	17	94	27	93	7	78	17	86	22	86	24	89								
19. 8.79	2 30	378	220		369	21 17	- 3 57	4.25	263	17	265	30	262	5	302	17	266	24	266	27	263								
	8 53	605	227		383	4 07	- 9 27	4.08	92	21	93	30	82	8	87	22	91	29	94	29	88								
	15 28	370	235		395	9 37	- 16 27	4.52	261	18	264	27	259	6	296	17	264	24	263	25	260								
	12 21	36 609	239		368	16 37	- 22 27	4.15	90	20	92	30	90	8	80	19	88	24	84	29	20								
20. 8.79	3 54	390	219		378	22 37	- 4 47	3.96	262	17	264	27	262	6	286	18	263	24	263	26	262								
	13 9	51 627	237		357	4 57	- 10 37	4.23	92	20	92	32	90	7	73	20	93	28	89	31	90								

Abb. 2. Datei SRD.SM

Ziel der hier vorgelegten Arbeit ist vor allem eine Zuordnung der gemessenen Strömungen zu den während der Meßzeit herrschenden Windrichtungen und Wasserständen. Dazu wurde zunächst die Datei SRD.SM (Abb. 2) erstellt. Die allgemeinen Angaben über die

Abb. 1b. Südküste der Deutschen Bucht mit den Profilen Neuwerk (GÖHREN, 1974 a), Nkechtsand und Norderney

Meßstelle, wie sie im Kopf ausgedruckt sind, wurden der Datei SRD.HD entnommen und die während der Meßzeit eingetretenen Hoch- und Niedrigwasser nach Zeit (Spalte 2) und Höhe (Spalte 3) aus der Datei SRD.Tide. Aus diesen Werten wurden die Steighöhen (HF), Fallhöhen (HE), Flutdauer (DF) und Ebbdauer (DE) ermittelt (Spalten 4 bis 7).

In den Spalten 8 und 9 sind Beginn und Ende der Berechnungsbereiche, wie sie in der Datei SRD.HD abgelegt waren, angegeben, und zwar für die Flut von K_e bis K_f und für die Ebbe von K_f bis K_e . Weil bei zeitweilig trockenfallenden Meßgeräten kein Zeitpunkt für die Ebbekenterung ermittelt werden konnte, wurden in diesen Fällen der Flutbereich vom Einsetzen des Flutstromes bis K_f und der Ebbbereich von K_f bis zum Ende des Ebbstromes angegeben. Bei Drehströmungen wurde als Zeitpunkt der Kenterung das Minimum der Geschwindigkeitsganglinie verwendet.

Länge und Richtung der durch vektorielle Addition der Einzelwerte ermittelten Strömungsvektoren für die einzelnen Bereiche sind in Spalte 10 und 11 angegeben. Die in den letzten beiden Zeilen unter „arithmetische Mittel der Messung für die Ebbe bzw. Flut“ stehenden Werte sind für die Spalten 10 und 11 ebenfalls durch vektorielle Addition sämtlicher Flut- und Ebbemeßwerte ermittelt worden.

Die in den Spalten 12 und 13 angeführten Mittelwerte sind die arithmetischen Mittel aller im Bereich vorkommenden Einzelwerte. Da die Einzelwerte nicht gewichtet wurden, gehen alle, auch die mit der Geschwindigkeit Null, in die Mittelwertbildung sowohl für die Geschwindigkeit als auch für die Richtung ein. Das gleiche gilt auch für die stündlichen Mittelwerte in den Spalten 16 bis 29. Die im jeweiligen Bereich gemessene Maximalgeschwindigkeit ist mit der dazugehörenden Richtung in den Spalten 14 und 15 verzeichnet.

Um die Abhängigkeit der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen von den während der Meßzeit herrschenden Windrichtungen und -stärken zu ermitteln, wurden die in

2903		DAUERSTROMMESSUNG		FS NORDERNEY		Anzahl der Bereiche : W103															
Profil Nr.: 02-08-03-79		Kartei Nr. 151		Messung vom 14. 8.79 bis 10. 9.79																	
Lage : GK 25 84971		59 60565		Messgerät Nr. 1277																	
Pegel : NORDERNEY RIFFGAT		Wind : NORDERNEY		Gerätehöhe 1.15 m über Sohle = PH -8.00 m																	
Statistik für den Flutteil		(Messwerte aus dem Tidestieg)																			
Wind		Stromgeschwindigkeit in cm/s														Stromrichtung		Anzahl der Werte			
Rechtg.	Stärke	00-10	11-20	21-30	31-40	41-50	51-60	61-70	71-80	81-90	91-100	101-200	N	NO	O	SO	S	SW	W	NW	
N	<3	20.4	25.2	51.9	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.9	87.9	4.9	2.4	0.0	0.5	0.0	206
N	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
N	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
N	6	29.7	27.0	27.0	16.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.2	70.3	8.1	0.0	5.4	0.0	0.0	37
N	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
N	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
NO	<3	25.7	20.0	54.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	88.6	2.9	2.9	0.0	0.0	0.0	35
NO	4	25.0	38.9	36.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	91.7	5.6	2.8	0.0	0.0	0.0	35
NO	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
NO	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
NO	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
NO	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
O	<3	27.9	29.4	42.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.8	82.4	5.9	0.0	0.0	0.0	0.0	68
O	4	31.4	37.1	31.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	91.4	5.7	2.9	0.0	0.0	0.0	35
O	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
O	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
O	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
O	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SO	<3	31.9	47.8	20.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.3	91.3	2.9	1.4	0.0	0.0	0.0	69
SO	4	28.6	34.3	37.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	85.7	7.1	1.4	0.0	0.0	0.0	70
SO	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SO	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SO	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SO	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
S	<3	31.5	40.8	27.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	6.5	83.2	7.1	2.2	0.5	0.0	0.0	184
S	4	35.1	39.2	25.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	89.2	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	74
S	5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
S	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
S	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
S	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SW	<3	28.4	35.3	33.5	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	6.0	85.6	7.0	0.5	0.5	0.0	0.0	215
SW	4	25.0	27.7	35.6	8.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	6.5	85.9	3.8	2.2	1.1	0.0	0.0	184
SW	5	24.7	27.4	35.6	12.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	73
SW	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SW	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
SW	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
W	<3	29.5	44.8	25.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	92.4	3.8	1.0	0.0	0.0	0.0	105
W	4	19.4	20.8	36.1	23.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.6	84.7	6.9	1.4	1.4	0.0	0.0	72
W	5	27.4	24.7	35.6	13.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	73
W	6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
W	7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
W	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
NW	<3	30.1	43.7	21.4	4.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.8	86.4	3.9	1.9	1.0	1.0	103
NW	4	30.1	32.9	32.9	4.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.4	2.7	89.0	4.1	2.7	0.0	0.0	0.0	73
NW	5	38.9	33.3	27.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.7	77.0	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	36
NW	6	30.0	17.1	44.3	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1	81.4	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	70
NW	7	21.6	18.9	35.1	24.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.7	16.2	73.0	8.1	0.0	0.0	0.0	0.0	37
NW	8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0

Abb. 3. Datei SRD.SF

Abständen von 10 Minuten während einer Tide gemessenen Einzelwerte jeweils der Windstärke zugeordnet, die zur Hochwasserzeit an der dem Meßort nächstgelegenen Windmeßstation registriert wurde. Die Ebbe- und Flutwerte wurden getrennt behandelt und in den Dateien SF für die Flut und SE für die Ebbe abgelegt. Abb. 3 zeigt ein Muster mit den Ergebnissen einer solchen Auswertung. Alle Windstärken bis zu 3 Bft sind zu einer Gruppe zusammengefaßt, weil hier keine wesentlichen Unterschiede zwischen den bei den einzelnen Windstärken auftretenden Strömungswerten zu erwarten sind. Es wurden alle Meßwerte verwendet, die in dem im Kopf der Abb. 3 angegebenen Meßzeitraum registriert wurden.

4. Ergebnisse

4.1 Profil Pellworm

In Ergänzung zu den kurzzeitigen, 14tägigen Strömungsmessungen ist für die Langzeitströmungsmessungen im südlichen nordfriesischen Wattenmeer ein etwa küstennormales Meßprofil, im Osten beginnend bei der Hamburger Hallig über Pellworm, Süderoog, Süderoogsand bis zur Tiefenlinie NN - 15 m als seewärtige Begrenzung, ausgewählt worden. Es wurden an vier Stellen des Profils in den Jahren 1978/79 Strömungsmessungen zeitgleich über einen längeren Zeitraum durchgeführt und dabei insgesamt 1039 Tiden erfaßt. Als Meßgeräte sind Watt-Dauerstrommesser der Hydrowerkstätten Kiel in Meßhöhen über Grund von 1,0 m im tiefen Wasser bzw. 0,30 m im Watt eingesetzt worden (Abb. 1 a und Tab. 1).

Das Längsprofil kann als repräsentativ für einen größeren zusammenhängenden Wattenraum, bestehend aus Wattrinnen, hochliegenden Watten und dem seeseitigen Hang des Wattsockels, angesehen werden. Die Meßposition 02-01 (Der Strand) lag an einer bis zu 12 m tiefen, Nord-Süd gerichteten Wattenrinne, die die großen Wattenströme Norderhever und Süderau miteinander verbindet, in einer Tiefe von etwa NN - 5 m. In den beiden Meßjahren 1978/79 konnten wegen zahlreicher Geräteausfälle nur insgesamt 119 Tiden erfaßt werden. Für die Auswertung standen daher nur wenige Ereignisse mit Starkwindlagen zur Verfügung.

Das Süderoogwatt (Meßposition 02-02) zwischen der Hallig Süderoog und der Insel Pellworm wird durch die Wattströme Norderhever und Rummelloch West begrenzt. Die

Tabelle 1
Positionen der Langzeit-Strömungsmessungen

Station	Meßzeitraum	Lage		
		Bez.	Gauß-Krüger-Koord.	
02-01	1978/79	Der Strand	³⁴ 86 730	⁶⁰ 52 770
02-02	1978/79	Süderoogwatt	73 380	38 120
02-03	1978/79	Alt-Schmaltief	60 630	33 820
02-04	1978/79	Schmaltief	53 510	32 180
02-05	1978/79	Spiekaer Barre	³⁴ 65 500	⁵⁹ 64 000
02-06	1978/79	Westertill	49 780	74 680
02-07	1978/79	Außenelbe	42 000	88 500
02-08	1979/80	Seegebiet	²⁵ 85 000	⁵⁹ 60 600
02-09	1979/80	Vorstrand	83 800	57 000
02-10	1979/80	Watt	86 500	52 600
(02-08)	1973	Arensch	³⁴ 70 100	⁵⁹ 67 300

Meßposition befand sich im Bereich der Wattwasserscheide bei einer Wathöhe um NN. Es wurden insgesamt 323 Tiden erfaßt. Bei Winden aus westlichen Richtungen sind Tiden mit Windstärken bis zu 7 Bft und bei Windrichtungen NW auch Tiden mit Windstärken bis 8 Bft gemessen worden.

Die Meßposition 02-03 (Altes Schmalteuf) westlich des Süderoogsandes liegt im Bereich des Vorstrandes. Das nicht durch Stromrinnen durchschnittene Flachwassergebiet wird im Süden durch die Alte Hever und im Norden durch das Schmalteuf begrenzt. Als seeseitige Begrenzung kann die NN -6 m-Tiefenlinie angesehen werden. Nach GÖHREN (1974 b) gehört dieses Flachwassergebiet zu den Bereichen, die für den seeseitigen Sandtransport von Bedeutung sind. Die Strömungsmessposition lag etwa auf NN -5 m. Während des Meßzeitraumes wurden insgesamt 290 Tiden gemessen. Für westliche Winde und Winde aus Ost sind Tiden bis zu Stärke 7 Bft erfaßt worden.

Der Meßort südlich des Schmalteufs (Meßposition 02-04) gehört bereits zum Seegebiet; das Gerät lag nahe der NN -15 m-Tiefenlinie (seeseitige Begrenzung des KFKI-Strömungsmessprogrammes) in einer Tiefe von NN -12,5 m. Es wurden während des Meßzeitraumes 1978/79 insgesamt 307 Tiden gemessen einschließlich solcher bei westlichen Winden (SW, W, NW) und bei Ostwind bis 7 Bft.

Meßposition 02-01

Die höchsten mittleren Stromgeschwindigkeiten bei Normaltiden wurden bei Flut mit 90 cm/s und bei Ebbe mit 70 cm/s gemessen (Abb. 4). Die Häufigkeitsverteilung ergibt wie erwartet eine Dominanz des Flutstromes bei höheren Geschwindigkeiten. So setzt der

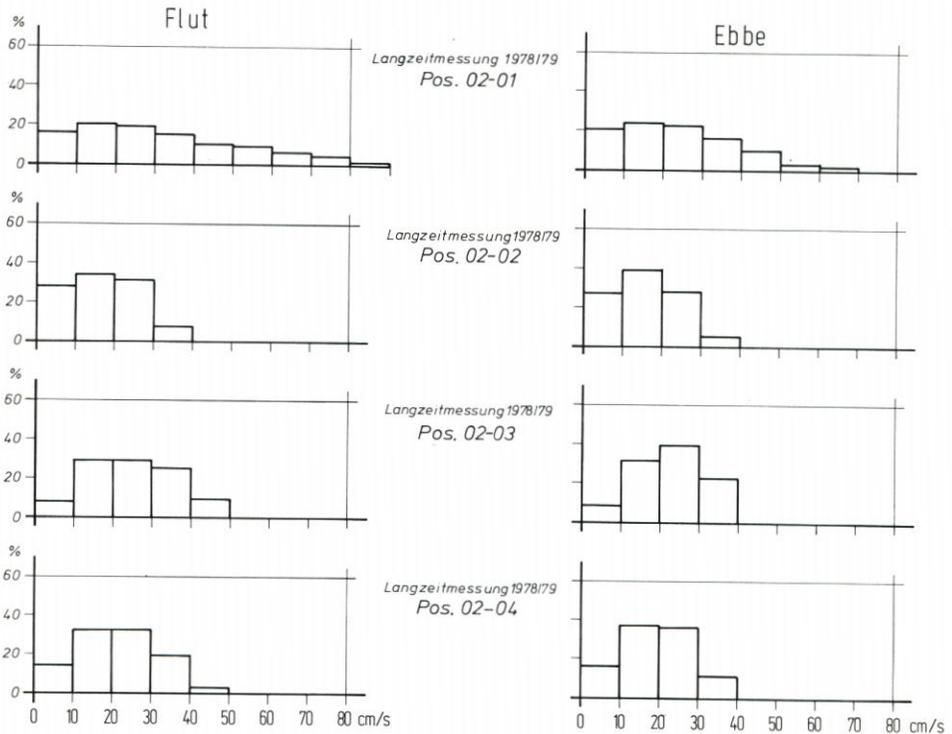
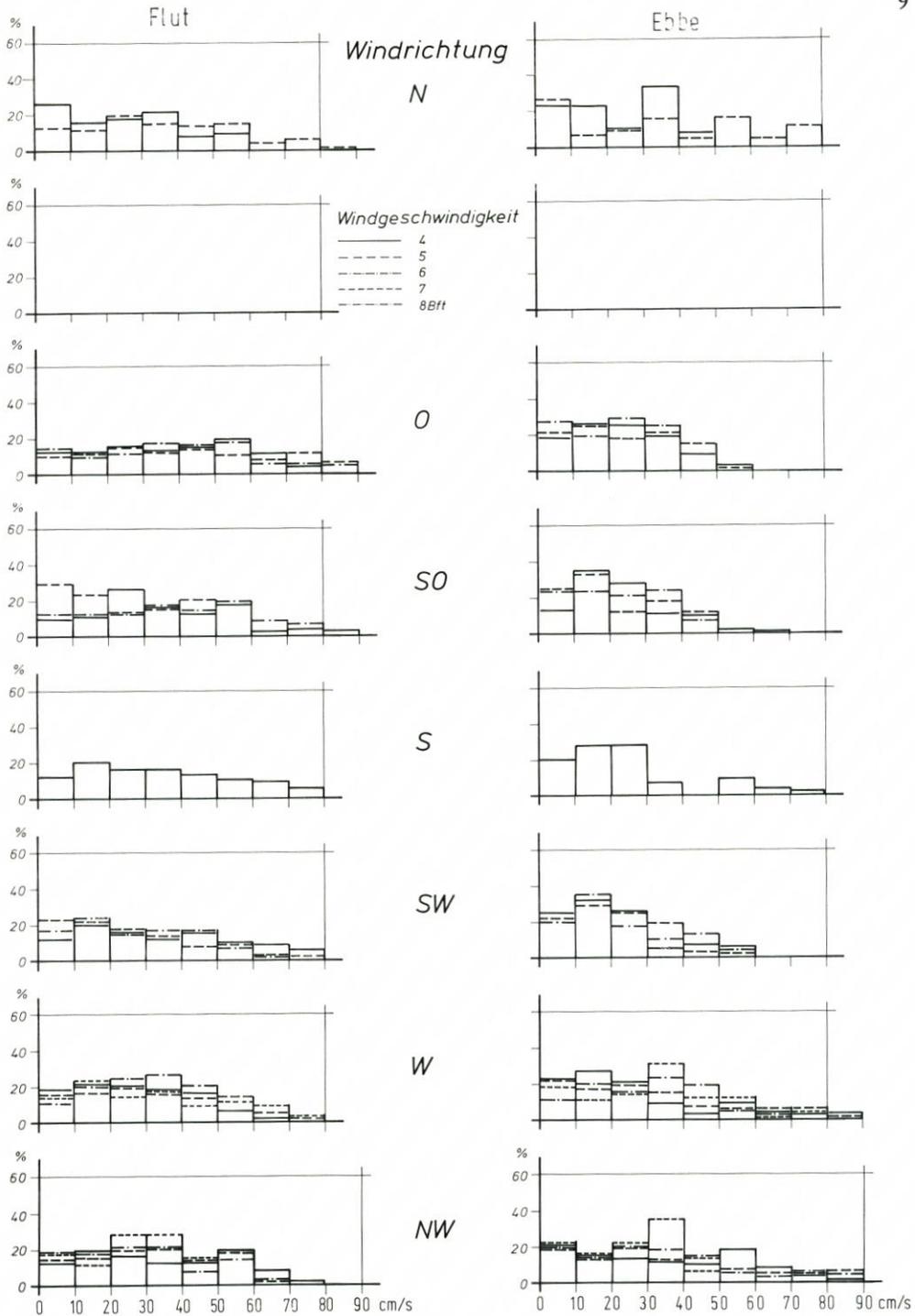
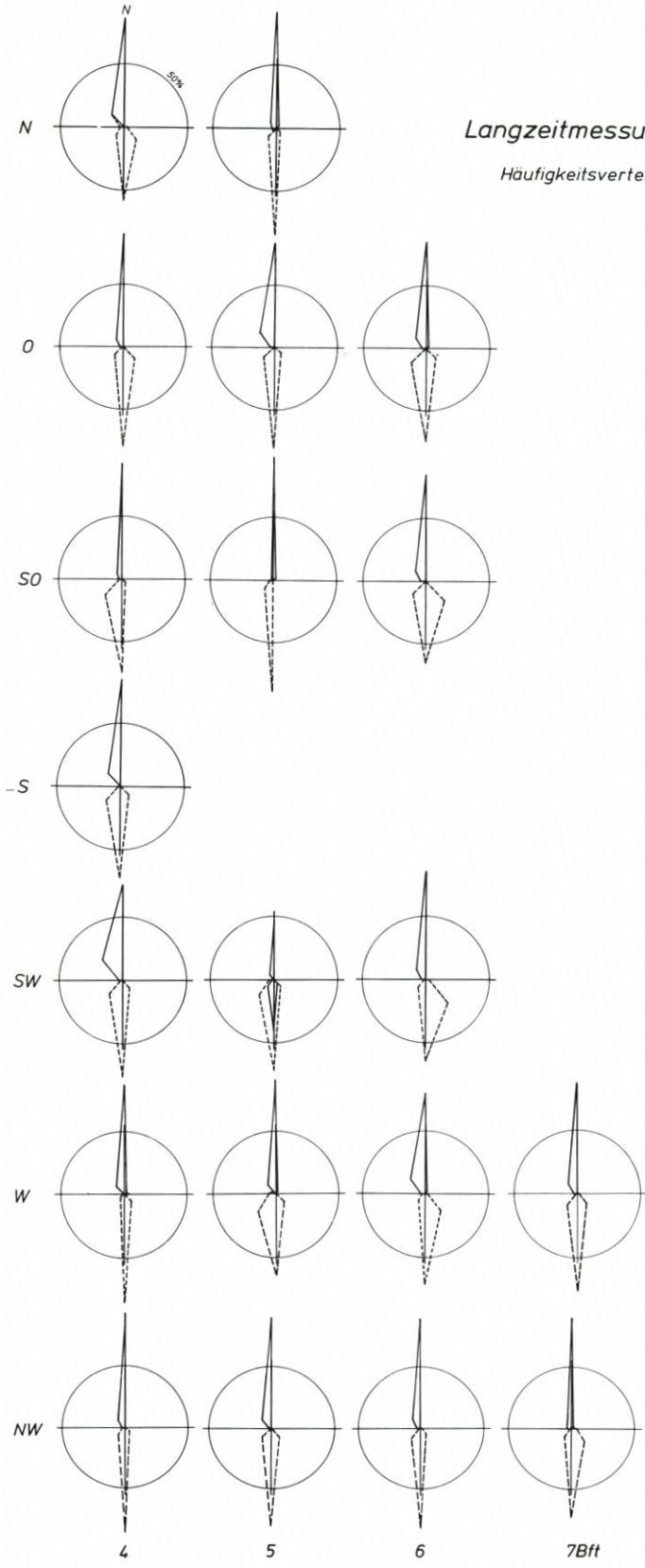


Abb. 4. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten im Profil Pellworm bei Normaltide



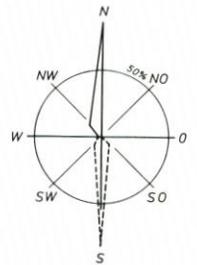
St 973/11
02. 84

Abb. 5. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-01 (Priel) bei unterschiedlichen Windverhältnissen



Langzeitmessungen 1978/79, Station 02-01

Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen



Normaltide = 3 Bft

--- Ebbe

— Flut

Reststrom mit 3,2 km/Tide nach N. Die Häufigkeitsverteilung der Stromgeschwindigkeiten, geordnet nach Windrichtung und Windstärke, zeigt auf Abb. 5 nur unwesentliche Änderungen gegenüber der reinen Gezeitenströmung. Bei Wind aus O und SO ist bei Flut und Ebbe eine geringe Verschiebung zu höheren Geschwindigkeiten auszumachen. Wind aus W bis N reduziert die hohen Flutstromgeschwindigkeiten, läßt jedoch den Ebbestrom stärker werden, ein Hinweis auf den Triftstrom besonders bei diesen Windrichtungen.

Die Häufigkeitsverteilung der Stromrichtungen bei Normaltiden auf Abb. 6 zeigt einen für eine tiefe Tiderinne charakteristischen alternierenden Tidestrom: hier bei Flut nach N, bei Ebbe nach S. Diese Stromrichtungscharakteristik wird auch nicht durch Starkwindlagen bis 7 Bft verändert. Es bestätigt sich hier erneut, daß der Wind auf den Tidestrom in tiefen Watrinnen wenig Einfluß hat. Er folgt vielmehr auch bei zunehmenden Windstärken dem vorgegebenen Rinnenverlauf und damit den normalen Flut- und Ebbestromrichtungen.

So wird bestätigt, daß bei windunbeeinflussten Tiden und besonders bei ablandigem Wind Wasser von der Norderhever in die Süderau strömt.

Bemerkenswert ist, daß W-Wind einen größeren Einfluß auf den Triftstrom hat als NW-Wind, obwohl dieser in Richtung des Wattstromes weht. Das ist vermutlich darauf zurückzuführen, daß bei W-Winden verstärkt Wasser in die Süderau gedrückt wird. Das Wasser strömt dann über den Strand in die Norderhever.

Meßposition 02-02

Die mittleren Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten bei Normaltiden erreichten Werte bis 40 cm/s, lagen überwiegend aber unter 30 cm/s und damit wesentlich niedriger als an der Station 02-01. Der unterschiedliche Einfluß des Windes auf die Stromgeschwindigkeiten ist auf Abb. 7 recht deutlich zu sehen: Wind aus NO bis S führt allenfalls zu einer geringen Verminderung von Flut- und Ebbestromung. SW- und W-Winde dagegen bewirken zunehmend erhöhte Flutströmungen, während die Ebbestromgeschwindigkeiten zwar abnehmen, allerdings auch einige hohe Anteile enthalten.

Dieser Effekt wird wahrscheinlich durch Windstaugefälle bewirkt, das bei diesen Windlagen zusätzliche Tidewassermengen über das Süderoogwatt in das Rummelloch West übertreten läßt.

Die Charakteristik der Stromrichtungen auf Abb. 8 weist bei Normaltiden nach der Häufigkeitsverteilung für den Flutstrom Hauptstromrichtungen N und NO aus und für den Ebbestrom eine Hauptstromrichtung SW sowie Nebenstromrichtungen NO, W und S. Dies bewirkt insgesamt schwachen Reststrom nach NO. Der Einfluß des Windes auf die Häufigkeitsverteilung der Stromrichtungen ist schon bei NO-Winden ab Windstärke 4 mit Hauptstromrichtungen bei Flut nach NO und bei Ebbe nach SW zu erkennen. Bei Winden aus O bis S ab 5 Bft wechseln Flut- und Ebbestromung die Richtung, was dann zu Triftstrom nach SW führt, während bei SW- bis W-Winden die Flut ausgeprägt nach NO strömt und der Ebbestromvektor um S liegt, also rd. 45° gegen die Normaltide verschoben.

Abb. 6. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-01 (Priel) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

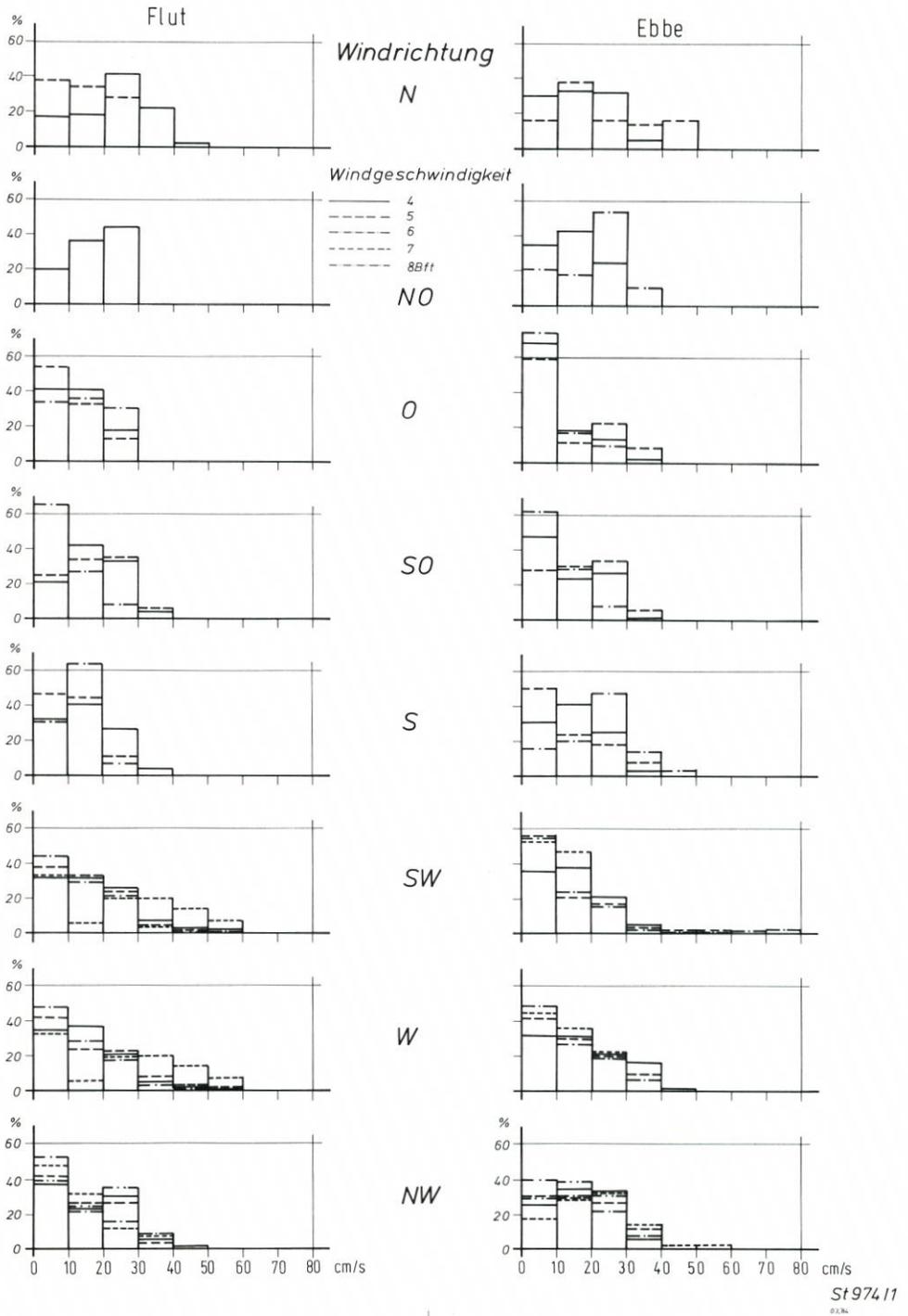
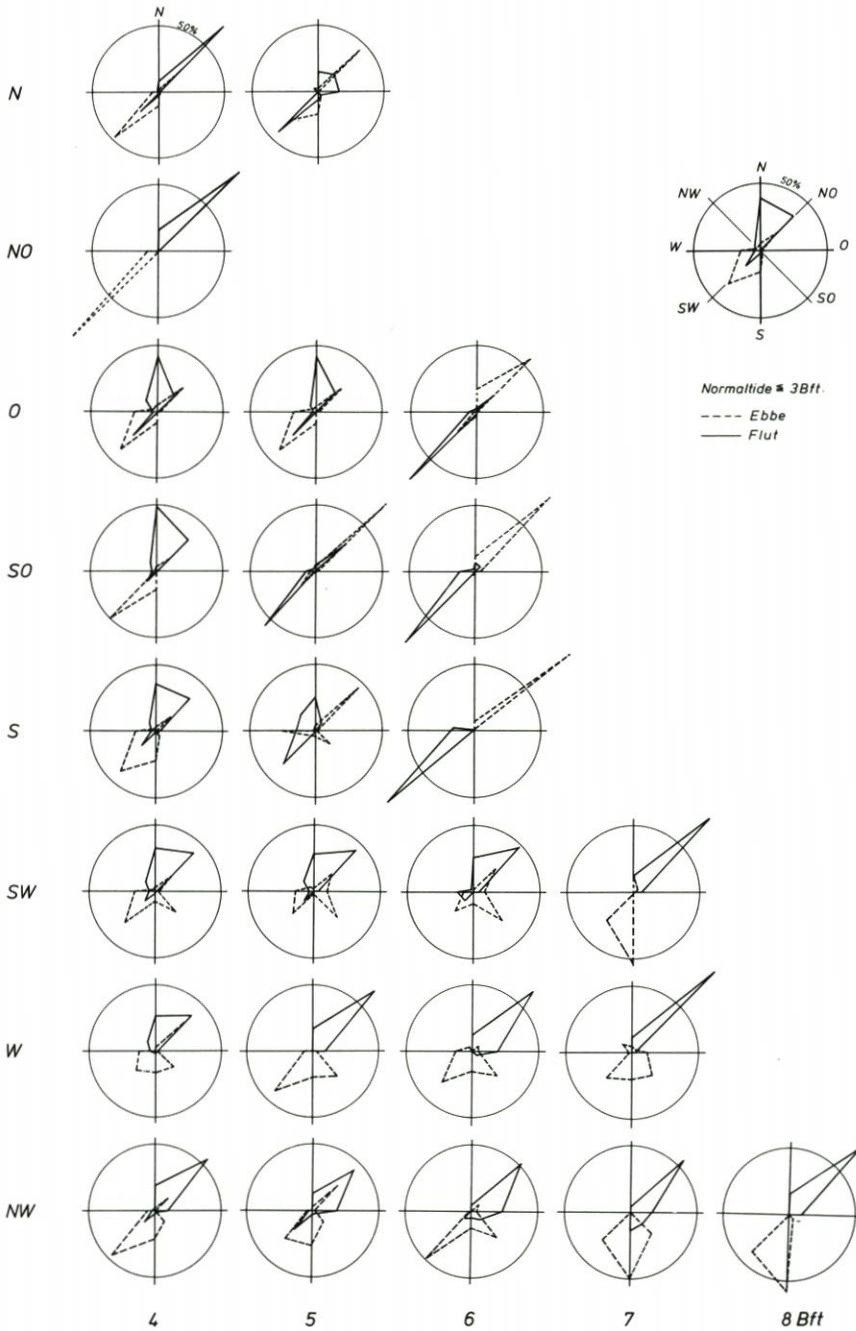


Abb. 7. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-02 (Watt) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 97411
0.234



S1974

Abb. 8. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-02 (Watt) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

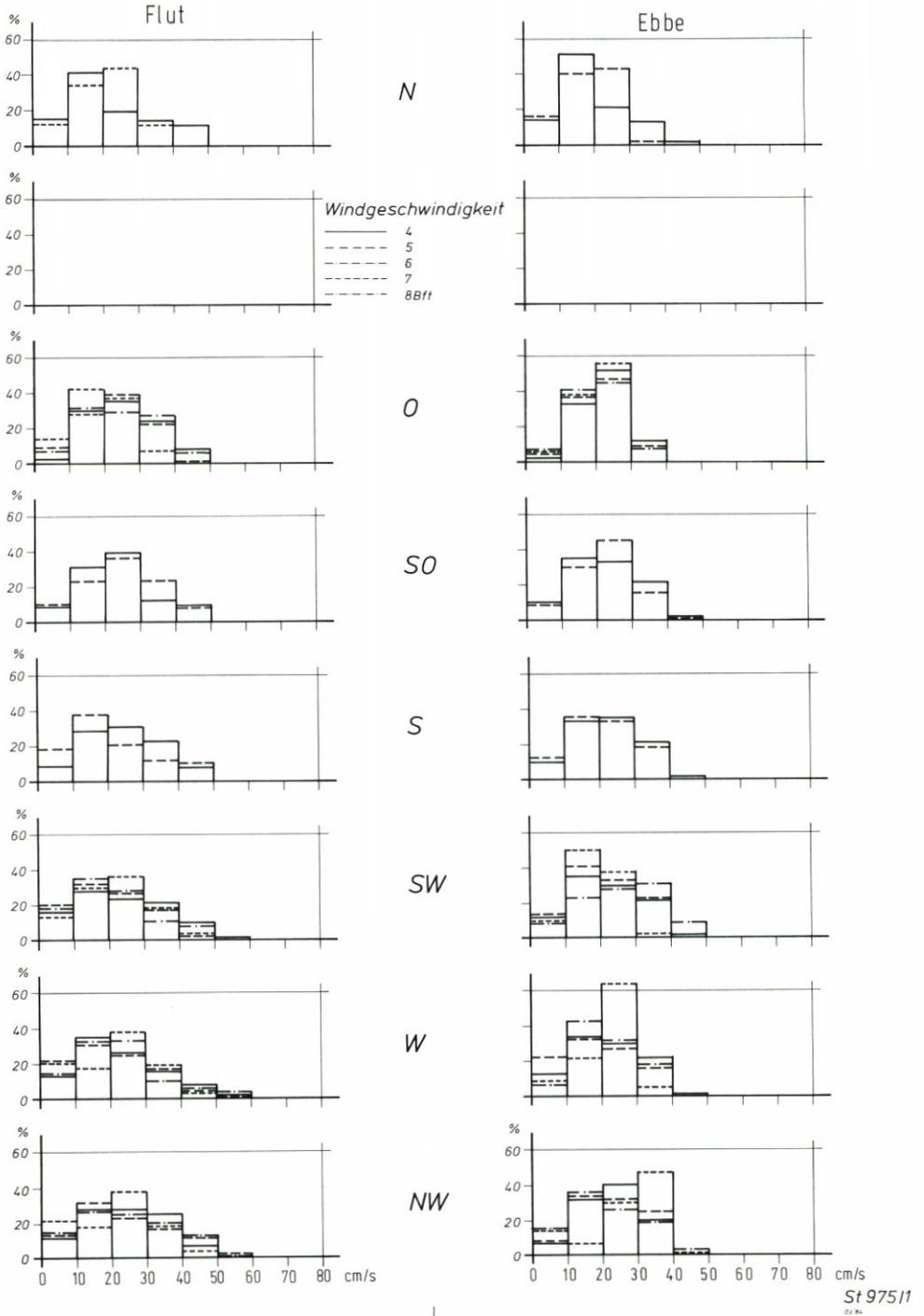
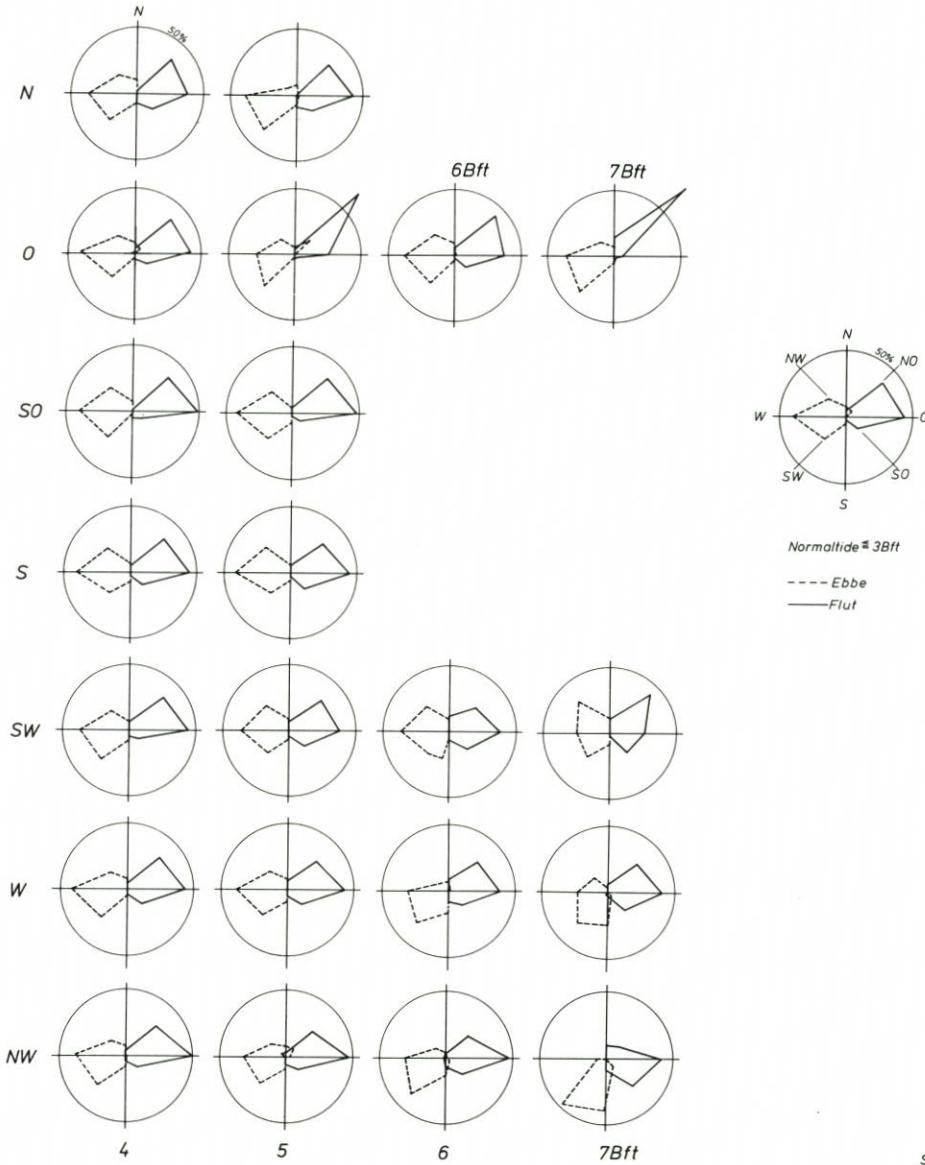


Abb. 9. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-03 (Vorstrand) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

Meßposition 02-03

Bei Normaltiden sind mittlere Tidestromgeschwindigkeiten bei Flut bis 50 cm/s und bei Ebbe bis 40 cm/s ermittelt worden (Abb. 4). Insgesamt treten etwas höhere Flutstromgeschwindigkeiten auf. Die Strömungsgeschwindigkeiten liegen in der von GÖHREN (1974 b) festgestellten Größenordnung, der Reststrom dagegen ist kleiner. Geringer Einfluß des



St 975

Abb. 10. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-03 (Vorstrand) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

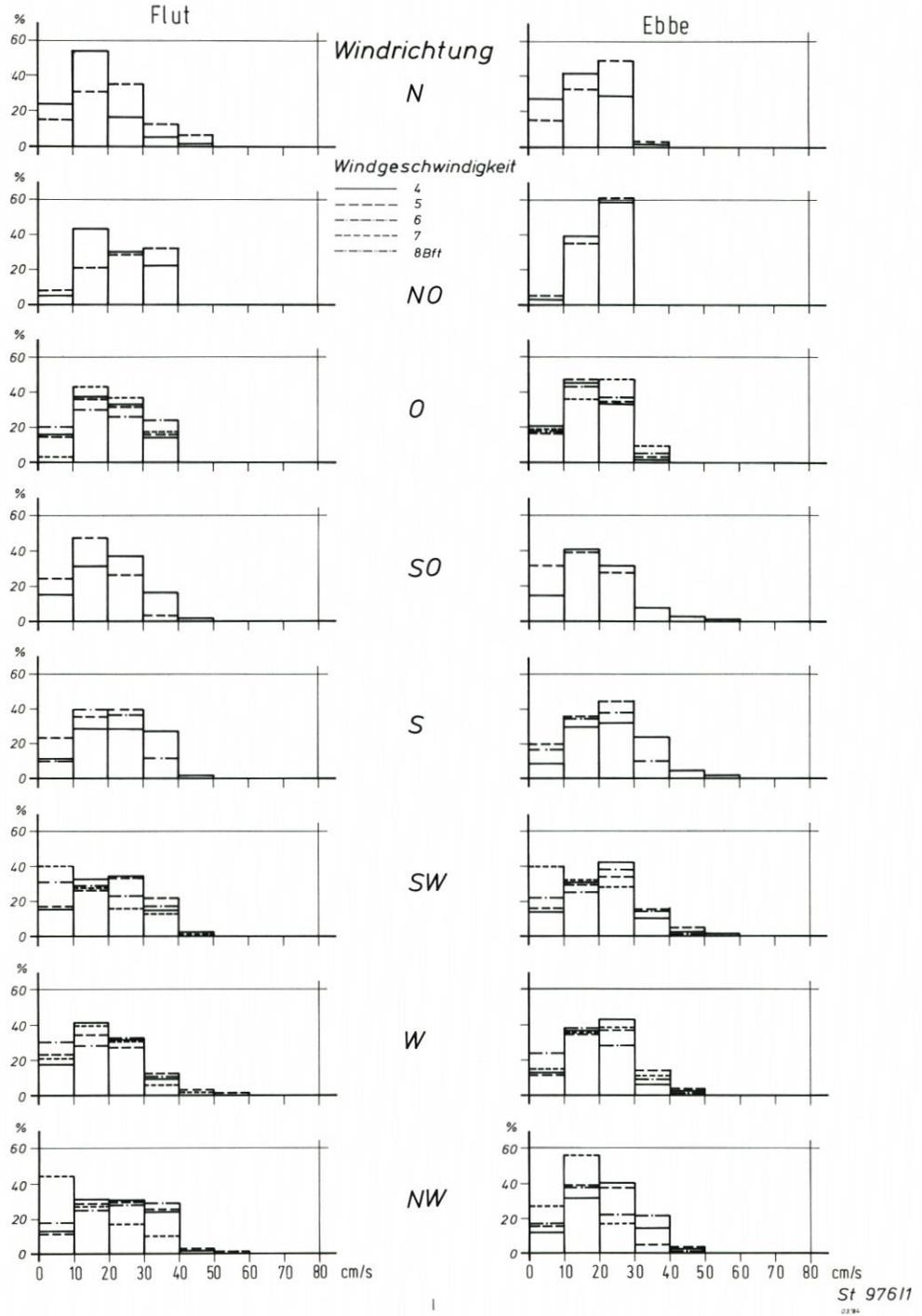
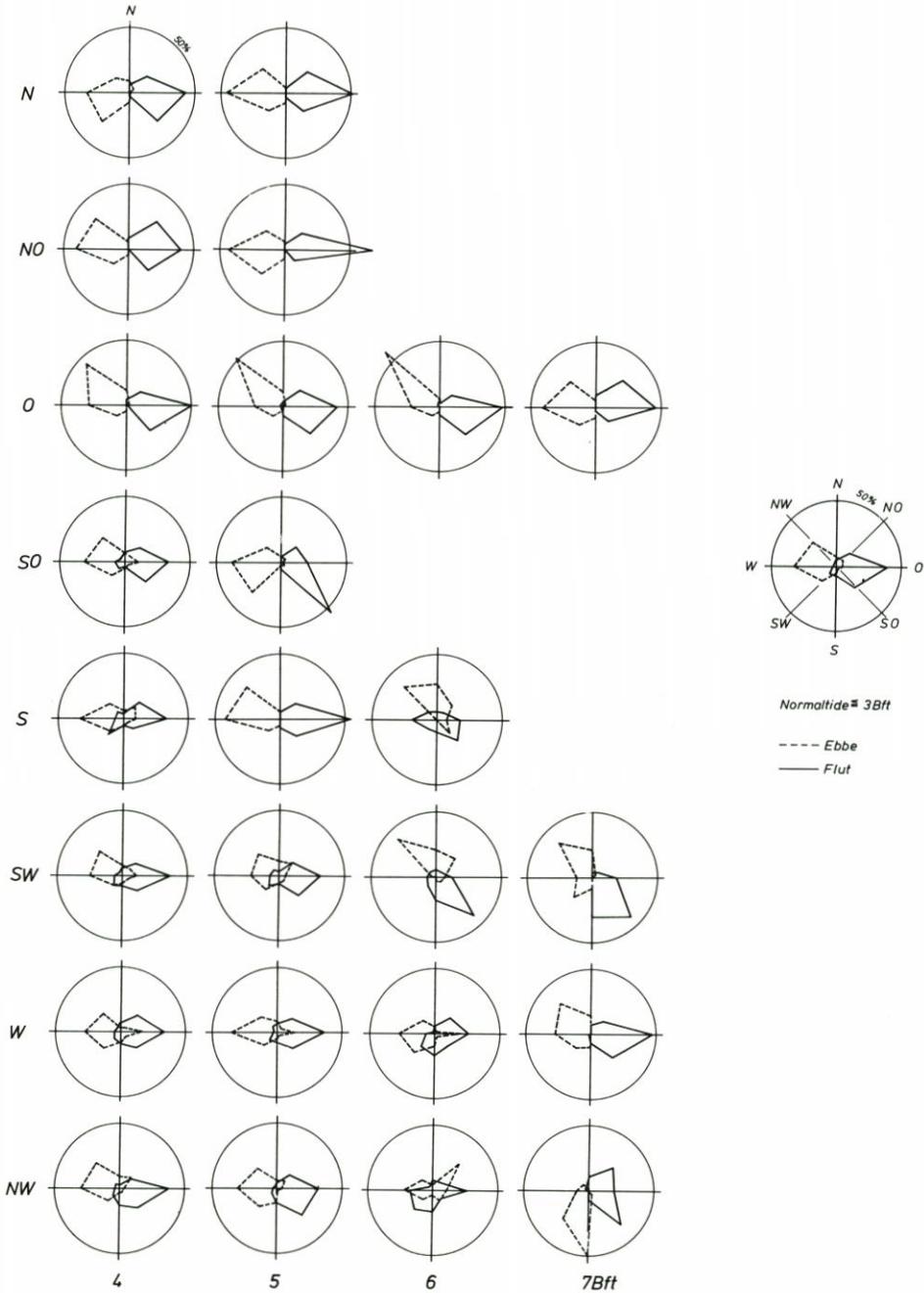


Abb. 11. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-04 (Seegebiet) bei unterschiedlichen Windverhältnissen



St 976

Abb. 12. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-04 (Seegebiet) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

Windes auf die Verteilung und die Größe der Strömungsgeschwindigkeiten ist wegen der bereits größeren Wassertiefen erst ab 6 Bft erkennbar (Abb. 9).

Die Hauptstromrichtungen sind bei Normaltiden für den Flutstrom O und NO, für den Ebbestrom W mit Nebenstromrichtungen NW und SW (Abb. 10). Der Einfluß des Windes auf die Verteilung der Stromrichtungen beginnt bei aufländigem Wind bei Windstärken ab 6 Bft, bei Nordwind schon bei 5 Bft. Dabei wird dann im wesentlichen die Ebbestromrichtung verändert, und zwar wird sie durch W-, NW- und N-Winde nach Süden in Richtung Heverstrom abgedrängt. Bei Ostwind sind ab Windstärke 7 Bft Veränderungen bei der Verteilung der Flutstromrichtungen festzustellen. Dann setzt der Strom vornehmlich nach N.

Bei stärkerem Wind aus westlichen Richtungen wird das Richtungsspektrum immer kleiner, so daß bei Bft 7 eine gleichmäßige Stromrichtung nach SSO erreicht ist. Begünstigt wird diese Entwicklung vermutlich durch die topographischen Verhältnisse vor Süderoog-sand, welche eine natürliche Stromablenkung nach SSO bewirken.

Meßposition 02-04

Die mittleren Tidestromgeschwindigkeiten erreichen bei Flut 50 cm/s und bei Ebbe 40 cm/s; die Häufigkeitsverteilung weist eine Dominanz des stärkeren Flutstromes aus (Abb. 4). Bei allen Windrichtungen werden die häufigsten Flutstromgeschwindigkeiten kleiner, was eine Folge des Ausgleichs zum Triftstrom in Oberflächennähe sein wird. Die Ebbestromgeschwindigkeiten erreichen bei Wind um S Höchstwerte bis 60 cm/s, ohne daß eine ausgeprägte Zunahme mit der Windstärke auszumachen ist (Abb. 11).

Als Hauptstromrichtungen bei Normaltiden wurden für Flutstrom O mit Nebenstromrichtungen NO und SO, für Ebbestrom W mit Nebenstromrichtungen NW und SW ermittelt (Abb. 12). Die Richtungsverteilung läßt auf eine für dieses Gebiet typische Drehstromellipse schließen (GÖHREN, 1974 b). Bei Winden ab 5 Bft werden die Richtungsverteilungen beeinflusst. Bei S- und N-Wind konzentrieren sie sich auf O und W, bei aufländigen Winden wird die Richtungsvielfalt größer: Bei Wind aus S und SW setzen die Flut nach SO und die Ebbe nach NW; NW-Wind 7 Bft führt während der gesamten Tide zu südlichen Stromrichtungen und damit zu einer Triftstromrichtung, die GÖHREN (1974 b) auch vor Amrum und Eiderstedt fand (siehe seine Abb. 47).

4.2 Profil Knechtsand

Die mittleren Strömungsverhältnisse im Knechtsandgebiet und in der Außenelbe sind recht gut bekannt (siehe dazu GÖHREN, 1968 und 1969; KOCH und LUCK, 1973, oder SIEFERT et al., 1980, auf Abb. 24 mit Angabe der Primärliteratur).

Meßstationen 02-05 und 02-08-73

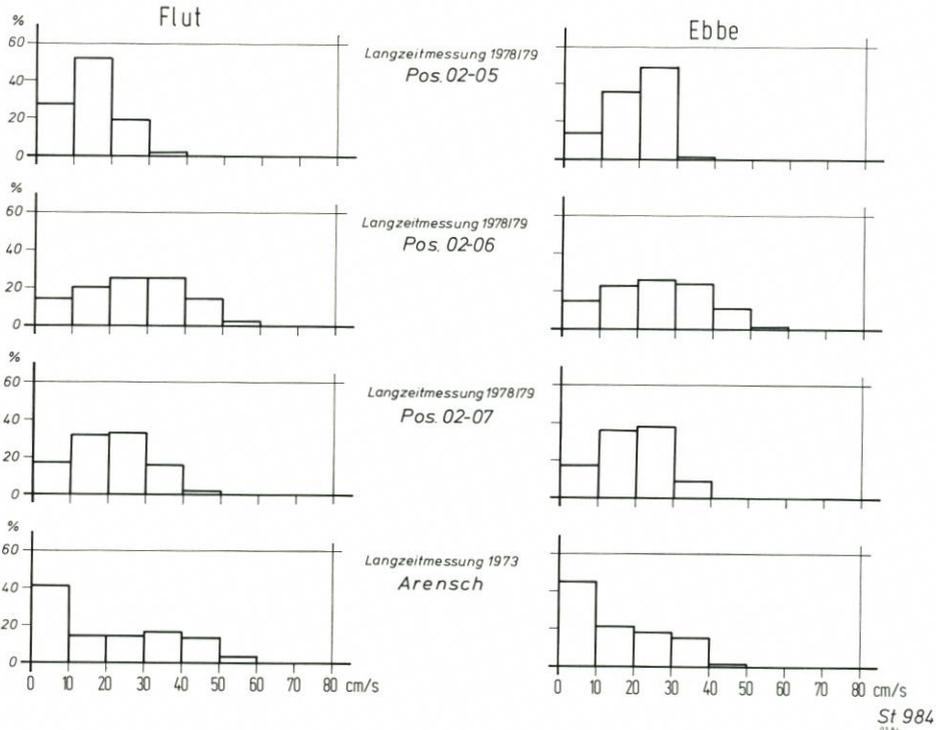
Die Positionen Spiekaer Barre (02-05) und Arensch (02-08-73) im hohen, küstennahen Watt zeigen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten bis 30 cm/s bzw. 50 cm/s (Abb. 13); die Richtungsverteilungen bestätigen bisherige Erkenntnisse hinsichtlich alternierender Ströme, die durch die Lage naher Prielausläufer bestimmt werden (Abb. 15 und 17). Dabei wird deutlich, daß die Position 02-05 nördlich der (fiktiven) Wattwasserscheide, also im Bereich

der Till, liegt, weil der Flutstrom nach Süden weist (Abb. 15). Die etwas größeren Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebbe passen jedoch zu dem Bild eines nach Norden setzenden Reststromes.

Die erfaßten Starkwindlagen zeigen bei Station 02-05 (Abb. 14) kaum Verschiebungen hin zu stärkeren Strömungsgeschwindigkeiten, wie GÖHREN (1974 a) dies etwa an seiner Meßstelle südöstlich von Neuwerk (Abb. 1) feststellte. Allenfalls bei NW-Wind nehmen die Flutstromgeschwindigkeiten zu, bei W- und SW-Wind nehmen sie dagegen sogar ab. Letzteres wird durch den von SW zu erwartenden Triftstrom über das Watt hervorgerufen, auch angedeutet durch die Deformation der sonst sehr stabilen Richtungsverteilung auf Abb. 15 bei SW-Wind ab 5 Bft. Bei NW-Wind streuen dagegen die Ebbestromrichtungen stärker, was – bei gleichzeitiger Erhöhung der Flutstromgeschwindigkeit – auf Triftstrom aus NW hinweist. Abb. 15 gestattet also eine gewisse Abgrenzung: Im Bereich der Spiekaer Barre setzt ab 5 Bft aus SW Triftstrom nach N, ab 6 Bft aus W nach S und ab 5 bis 6 Bft aus NW ebenfalls nach S.

Die hier aus Dokumentationsgründen mit aufgenommene Station vor Arensch (02-08-73) zeigt bei westlichen Winden eine interessante, schon von GÖHREN (1968) beschriebene Entwicklung: Der Ebbestrom entfällt hier bereits bei SW-Wind 4 Bft, W-Wind 5 Bft und NW-Wind 6 Bft (Abb. 17), eine Folge des bei Sturmfluten konstant von SW über das Watt nach NO ziehenden Triftstromes, verbunden mit leicht zunehmenden Strömungsgeschwindigkeiten. Diese bleiben jedoch wiederum deutlich unter den von GÖHREN (1974 a) im Watt südöstlich von Neuwerk gemessenen und wachsen kaum mit der Windstärke (Abb. 16).

N-Wind 5 Bft drängt hier Flut- und Ebberichtungen nach SW, östliche bis südliche Winde ab 5 Bft die Flutrichtung nach NO.



St 984
07.84

Abb. 13. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten im Profil Knechtsand und vor Arensch bei Normaltide

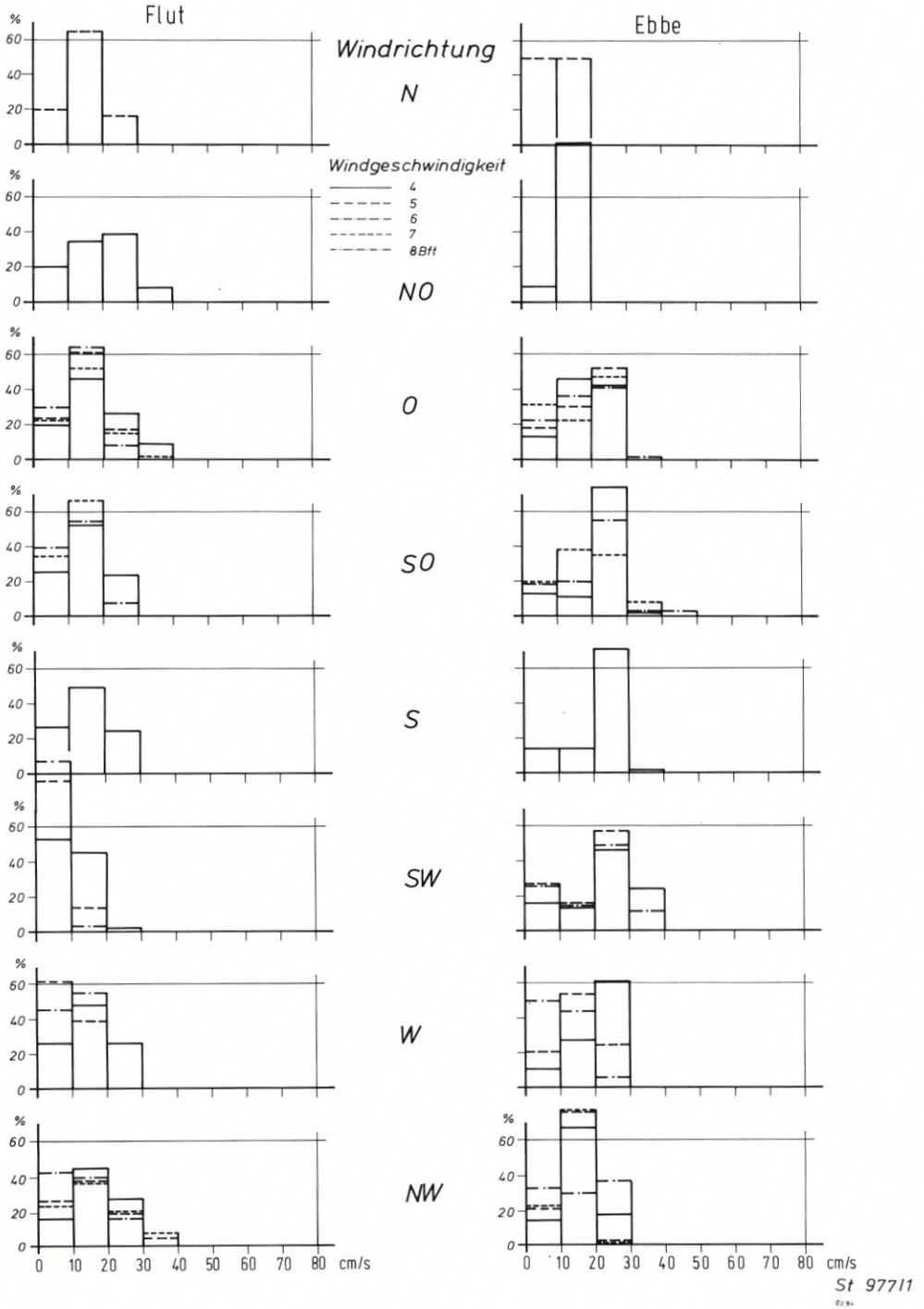


Abb. 14. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-05 (Watt) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 97711
02/86

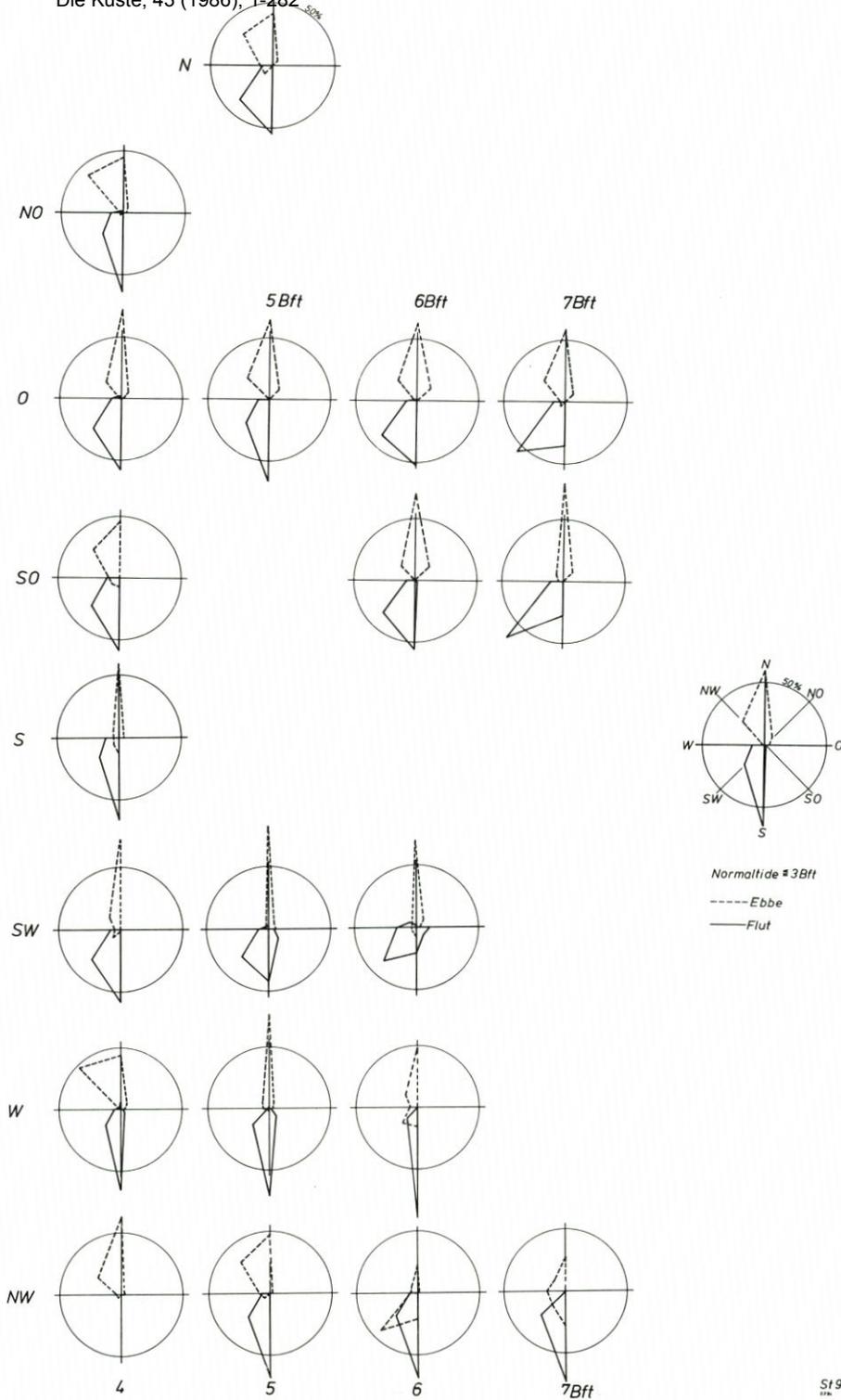
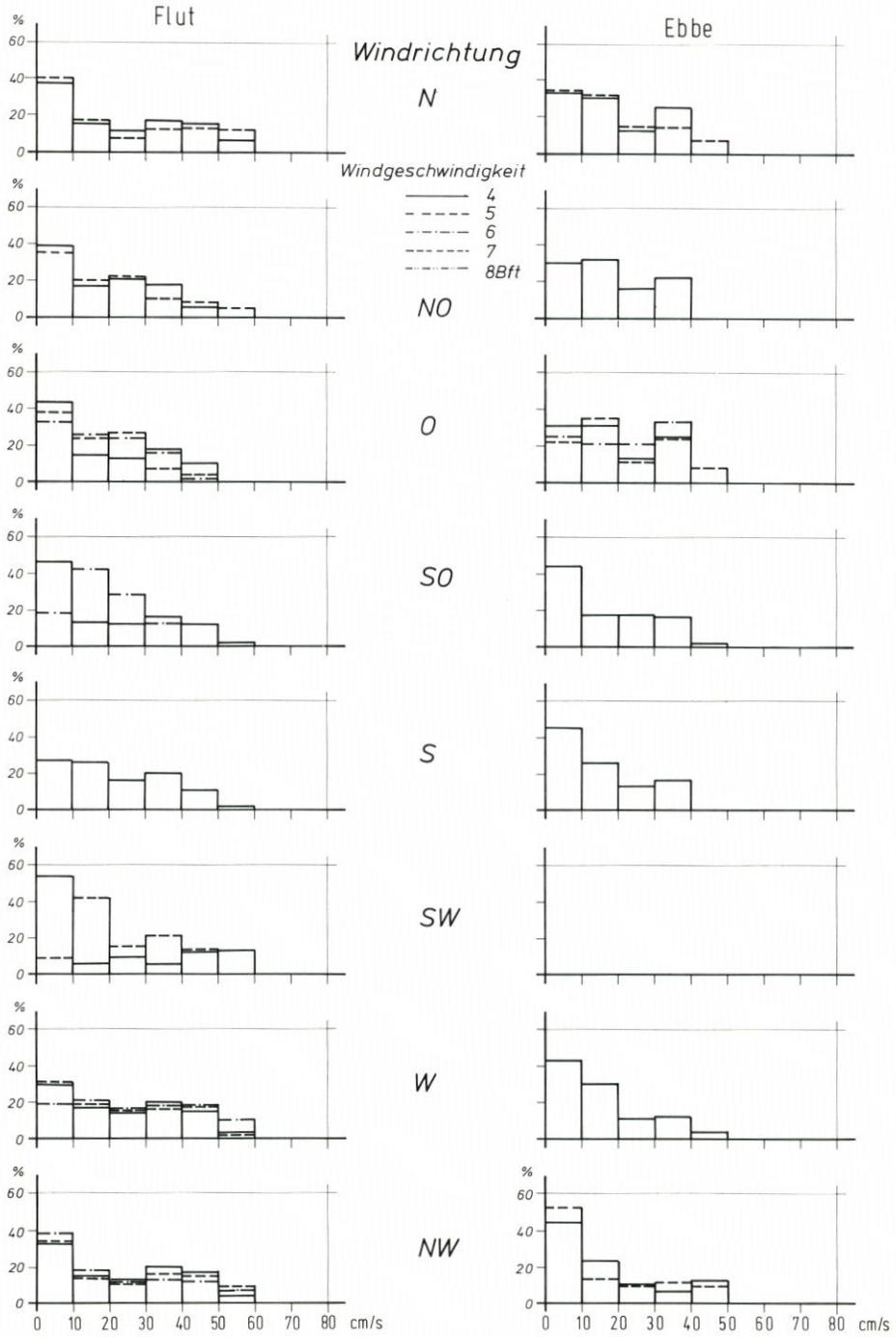


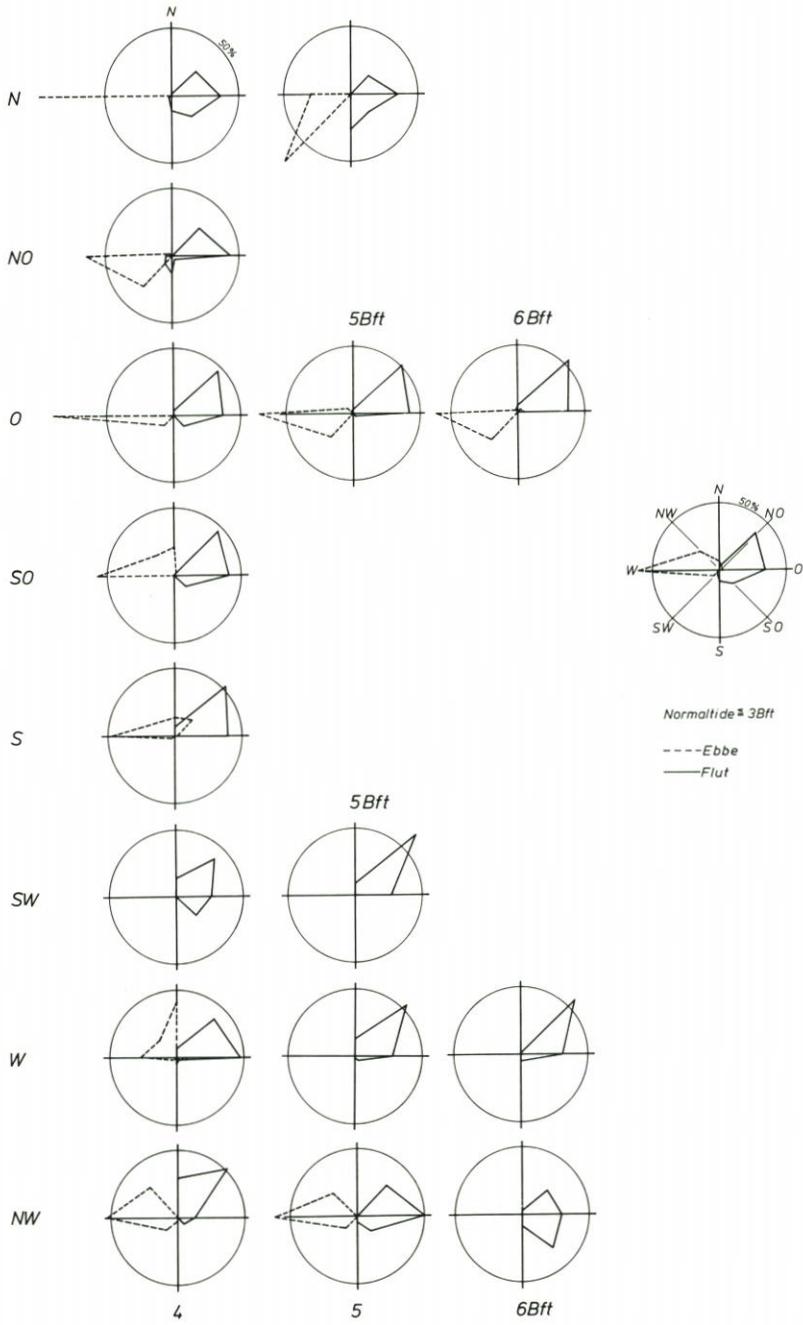
Abb. 15. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-05 (Watt) für die Normal-
 tide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 977



St 97211
03.91

Abb. 16. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-08-73 (Watt) bei unterschiedlichen Windverhältnissen



St 972

Abb. 17. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-08-73 (Watt) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

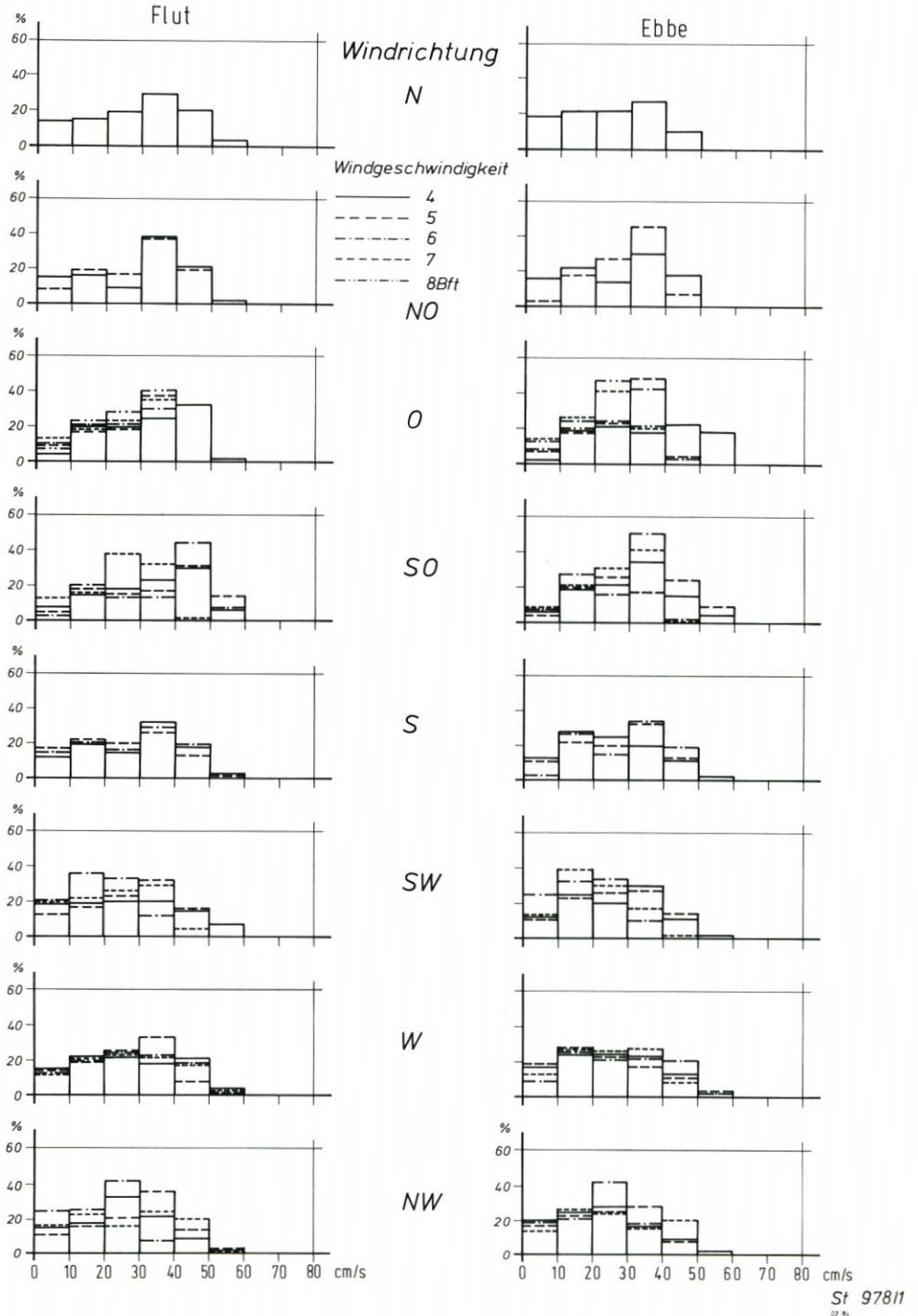


Abb. 18. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-06 (Wattstrom) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 978/11
07.81

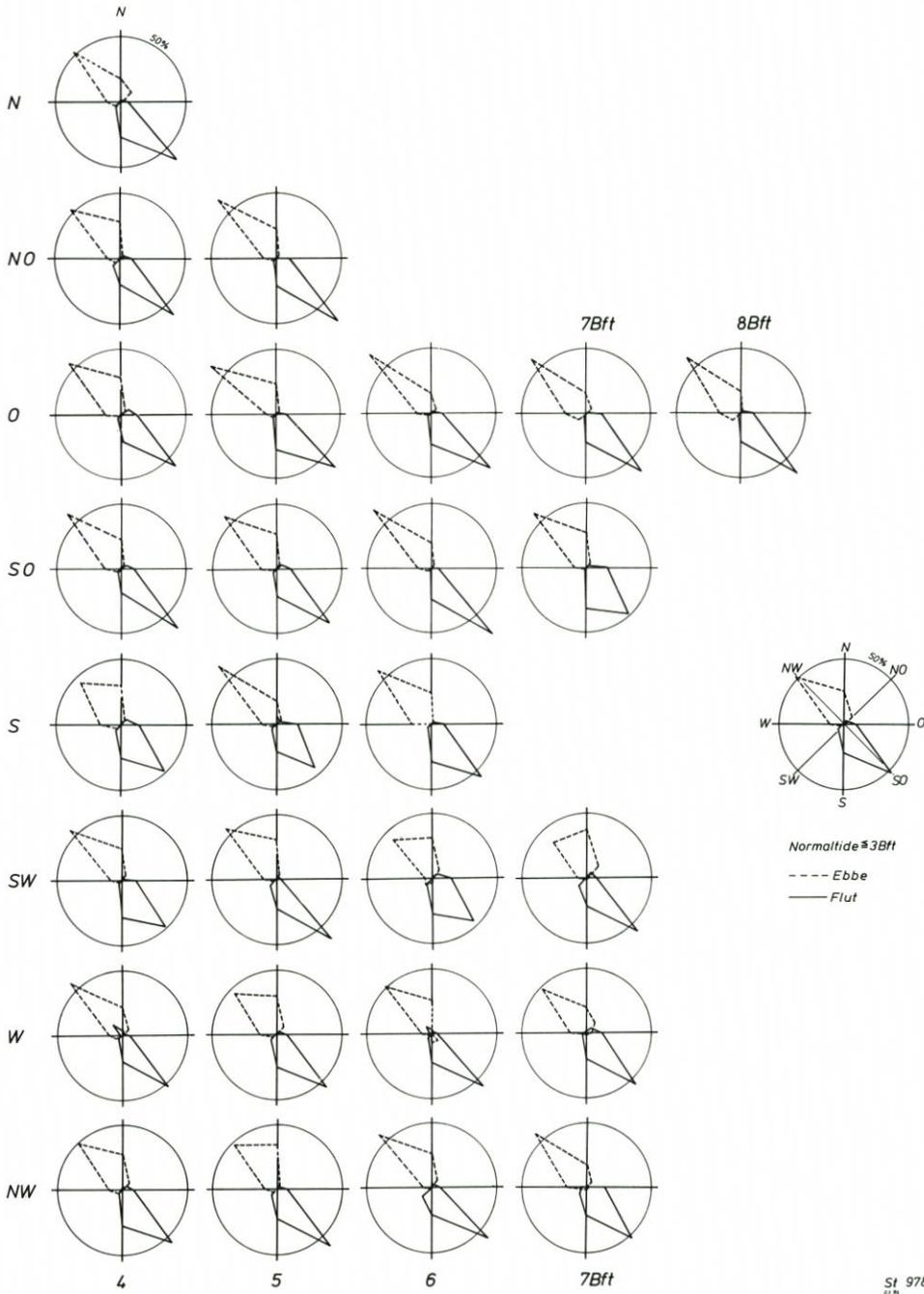


Abb. 19. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-06 (Wattstrom) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 978

Meßstation 02-06

Die Position in der Westertill, etwa 7,5 m unter NN, liegt in einem Gebiet mit gegenläufigen Restströmungen zwischen den Robbenplatten im Norden und den kleinen Knechtsänden im Süden. Die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten verteilen sich bei Flut und bei Ebbe fast gleichmäßig auf Werte zwischen 0 und 50 cm/s (Abb. 13), die Stromrichtungen sind alternierend (SO bzw. NW, Abb. 19).

Das Phänomen gegenläufiger Restströmung hat GÖHREN (1971) erstmals aufgezeigt und nachgewiesen, und zwar zunächst im Flachwassergebiet westlich von Scharhörn, später dann auch westlich von Trischen und dem Großen Knechtsand. Der Reststrom setzt dabei im äußeren Abschnitt nach Nordosten, auf den Sandbänken und im Randwatt in entgegengesetzter Richtung. GÖHREN erklärt dies mit einer zunehmenden Störung der Drehschwingung mit abnehmender Wassertiefe.

Bei östlichen Winden verstärkt sich der Ebbestrom (Abb. 18), ohne daß sich die Richtungen verändern (Abb. 19). Entsprechendes trifft auch für Westwindlagen zu, wobei dann die Geschwindigkeiten etwa ab Windstärke 6 Bft leicht zunehmen. Da die Meßstation schon in tieferem Wasser liegt und 1 m über der Sohle gemessen wurde, entspricht dies etwa den bisherigen Erkenntnissen. Geschwindigkeiten von 60 cm/s werden bis Windstärke 7 nicht überschritten.

Meßstation 02-07

An der Position westlich des Großen Vogelsandes bei einer Wassertiefe von rd. 21 m unter NN wurden 1 m über der Sohle bei normalen Tideverhältnissen Strömungsgeschwindigkeiten bis 40 cm/s (Abb. 13) bei W-O-alternierendem Strom (Abb. 21) gemessen. Südliche wie östliche Winde führen nur bei Flut zu geringen Strömungserhöhungen (Abb. 20).

Bei westlichen Winden nehmen die Geschwindigkeiten bei Flut leicht ab, bei Ebbe leicht zu. Ersteres ist wohl wiederum Ergebnis des Ausgleichsstromes, der auch im Profil Pellworm im äußeren Bereich bemerkbar ist. Das Alternieren des Stromes bleibt bis Windstärke 5 Bft unverändert, sieht man von einer Betonung bei südlichen Winden einmal ab. Nordöstliche Winde ab 6 Bft und westliche ab 7 Bft führen zu anderen Richtungsverteilungen, die auf gewissen Triftstromeinfluß schließen lassen. (Abb. 21).

Profil

Die Langzeitmessungen an den Stationen im küstennahen Watt (02-05), in einem Wattstrom (02-06) und im äußeren Elbeästuar (02-07) zeigen

- alternierenden Strom (S-N bzw. NW-SO bzw. O-W),
- ungestörte Strömungsgeschwindigkeiten bis rd. 40 cm/s bei Flut und bei Ebbe (bei 02-06 rd. 10 cm/s mehr),
- Einflüsse durch Wind auf die Geschwindigkeiten etwa ab 6 Bft, wobei Triftstromeffekte an den küstennahen Stationen schon ab 4 Bft nachgewiesen werden können,
- Windeinflüsse auf die Richtungen meist ab 5 Bft, teilweise erst bei größeren Stärken.

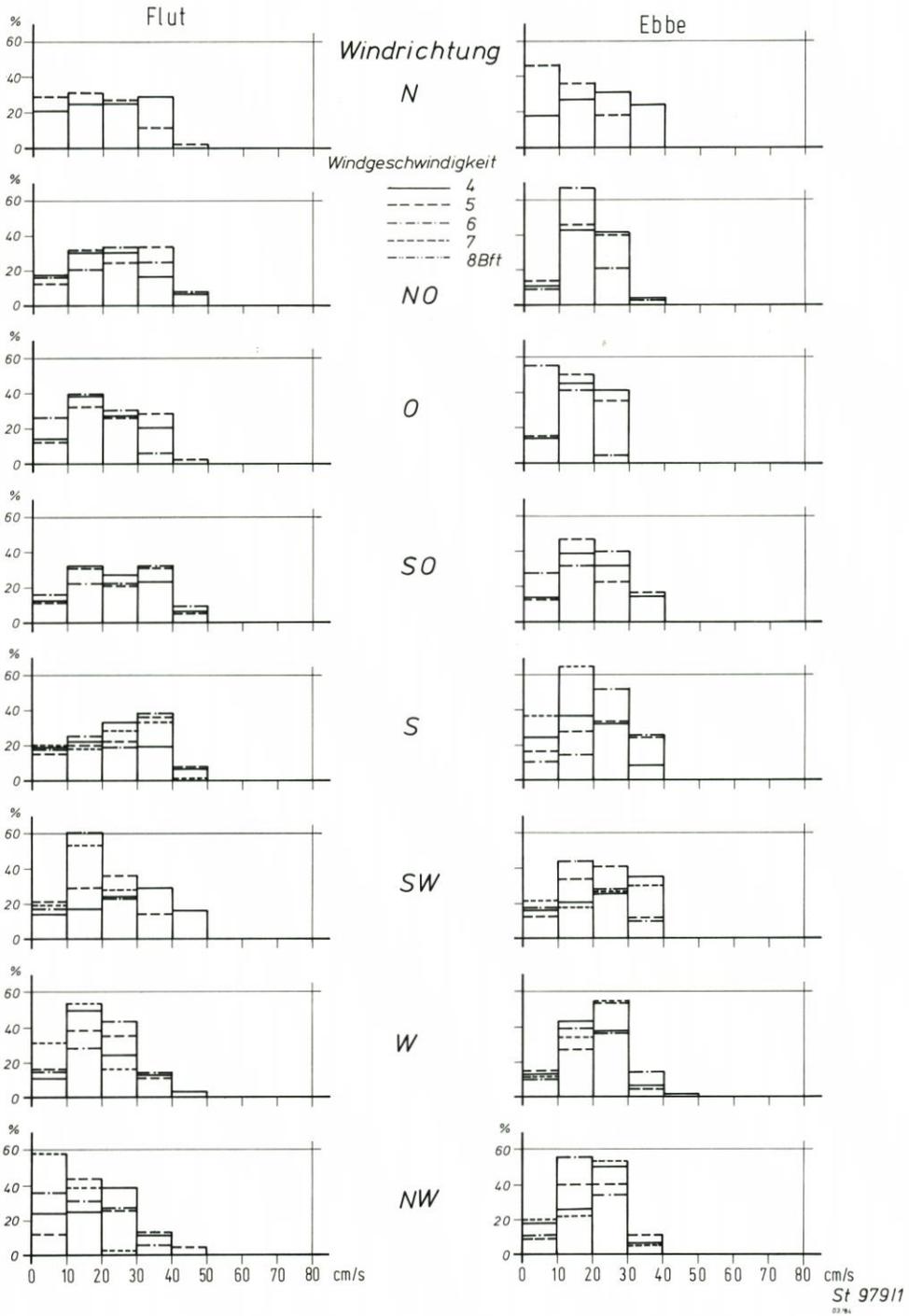


Abb. 20. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-07 (Seegebiet) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

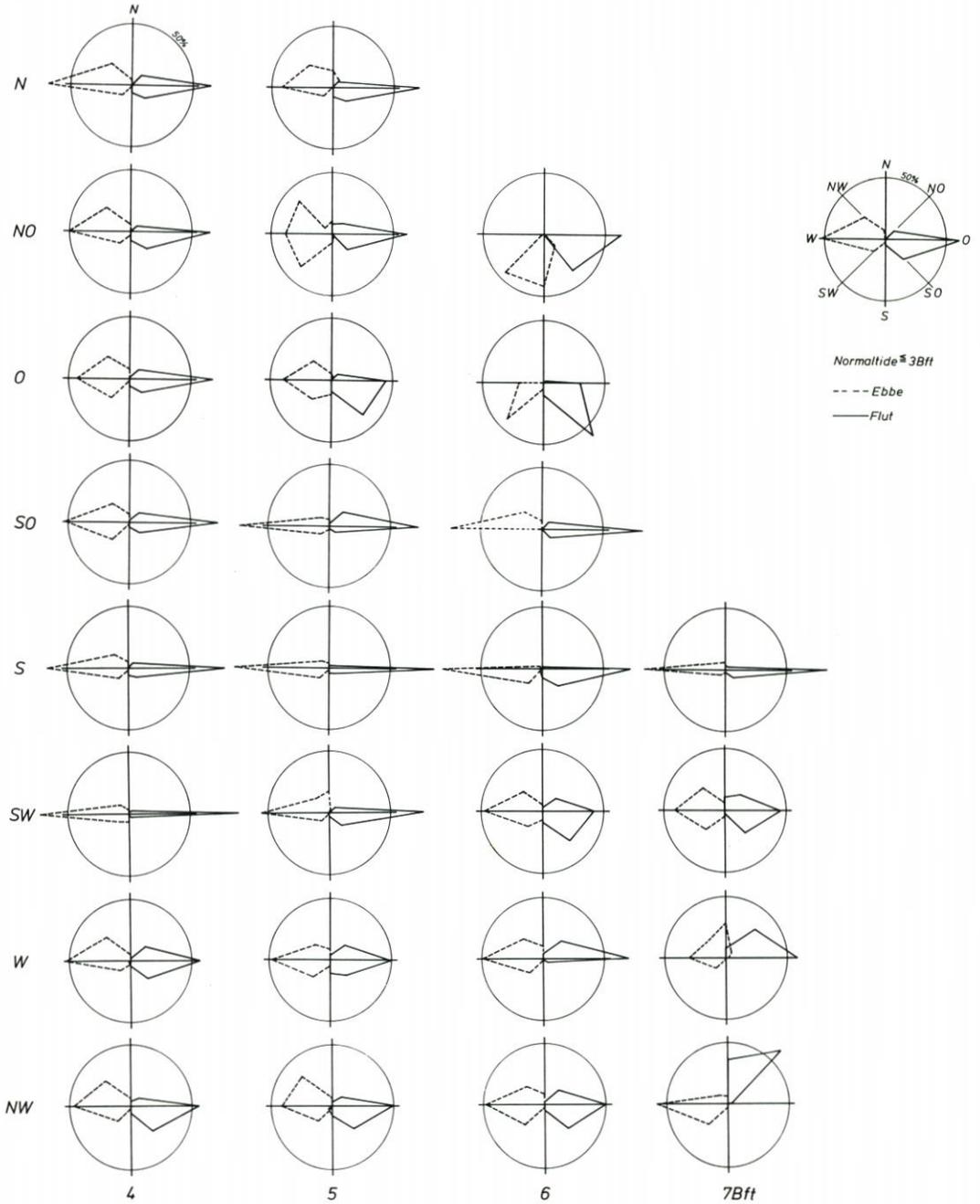


Abb. 21. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-07 (Seegebiet) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

4.3 Profil Norderney

Im See- und Wattengebiet von Norderney wurden 1979/80 mit Unterbrechungen Strommessungen ausgeführt, und zwar an drei Stationen (im Seegebiet, auf dem Vorstrand und im Watt) mit Wassertiefen von NN -14,6 m, -6,1 m und -0,7 m (Abb. 1 b). Es wurden jeweils 181, 54 und 193 Tiden erfaßt.

Meßstationen 02-08 und 02-09

Die Gezeitenströmungen sind im Seegebiet (Station 02-08) und auf dem Vorstrand (Station 02-09) bei Flut ostwärts und bei Ebbe westwärts gerichtet (Abb. 24 und 26). Sie entsprechen dem großräumigen Ablauf der Gezeitenbewegung in der Deutschen Bucht (DEUTSCHES HYDROGR. INST., 1983). Signifikante Unterschiede zwischen den beiden Meßorten sind nur während der Kenterung festzustellen. Im Seegebiet treten bei Kenterung nach Flut kaum und bei derjenigen nach Ebbe nur kurze Stauwasserzeiten auf. Die Stromrichtungsverteilung für den Vorstrand läßt für die Stromkenterung nach Ebbe ebenfalls auf kurze Stauwasserzeiten schließen, die Flutkenterung ist dagegen mit langen Stauwasserzeiten verbunden.

Die gezeitenbedingten Stromgeschwindigkeiten im Seegebiet (Abb. 22) weisen für Ebbe und Flut eine etwa gleichartige Häufigkeitsverteilung auf. Auf dem Vorstrand überwiegt dagegen der Anteil höherer Geschwindigkeiten bei Flut. In beiden Bereichen werden 40 cm/s nicht überschritten. Eine Tendenz mit dem Wind zu- oder abnehmender Geschwindigkeiten ist kaum erkennbar (Abb. 23 und 25). Hierbei treten insbesondere im Seegebiet auch keine signifikanten Unterschiede für gleich- oder entgegengerichteten und seitlich einwirkenden Wind auf, wenn man von einer gewissen Erhöhung der Flutstromgeschwindigkeiten bei Wind aus W bis N absieht. Die bei Normaltiden gemessenen Maximalgeschwindigkeiten (Abb. 22) werden nur in einigen Fällen überschritten; Geschwindigkeiten über 50 cm/s treten aber nicht

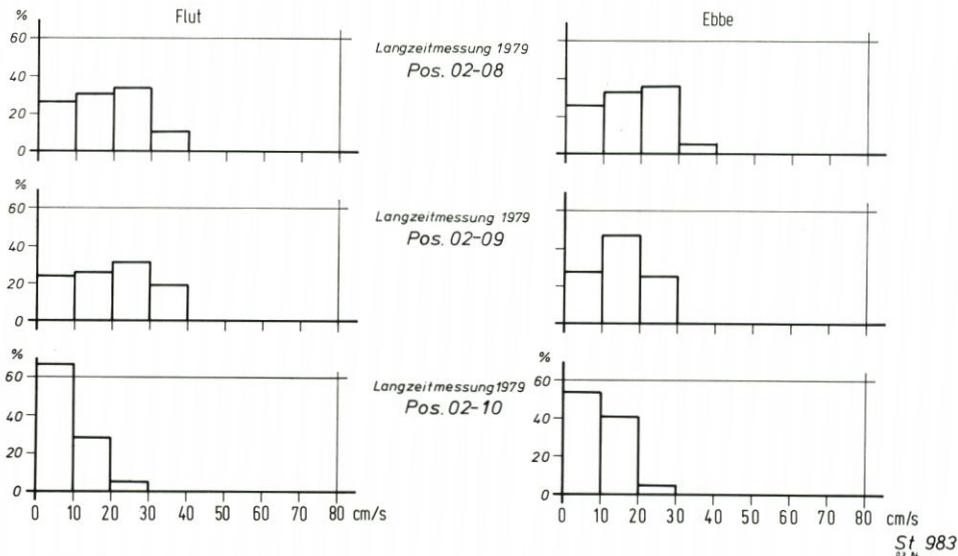
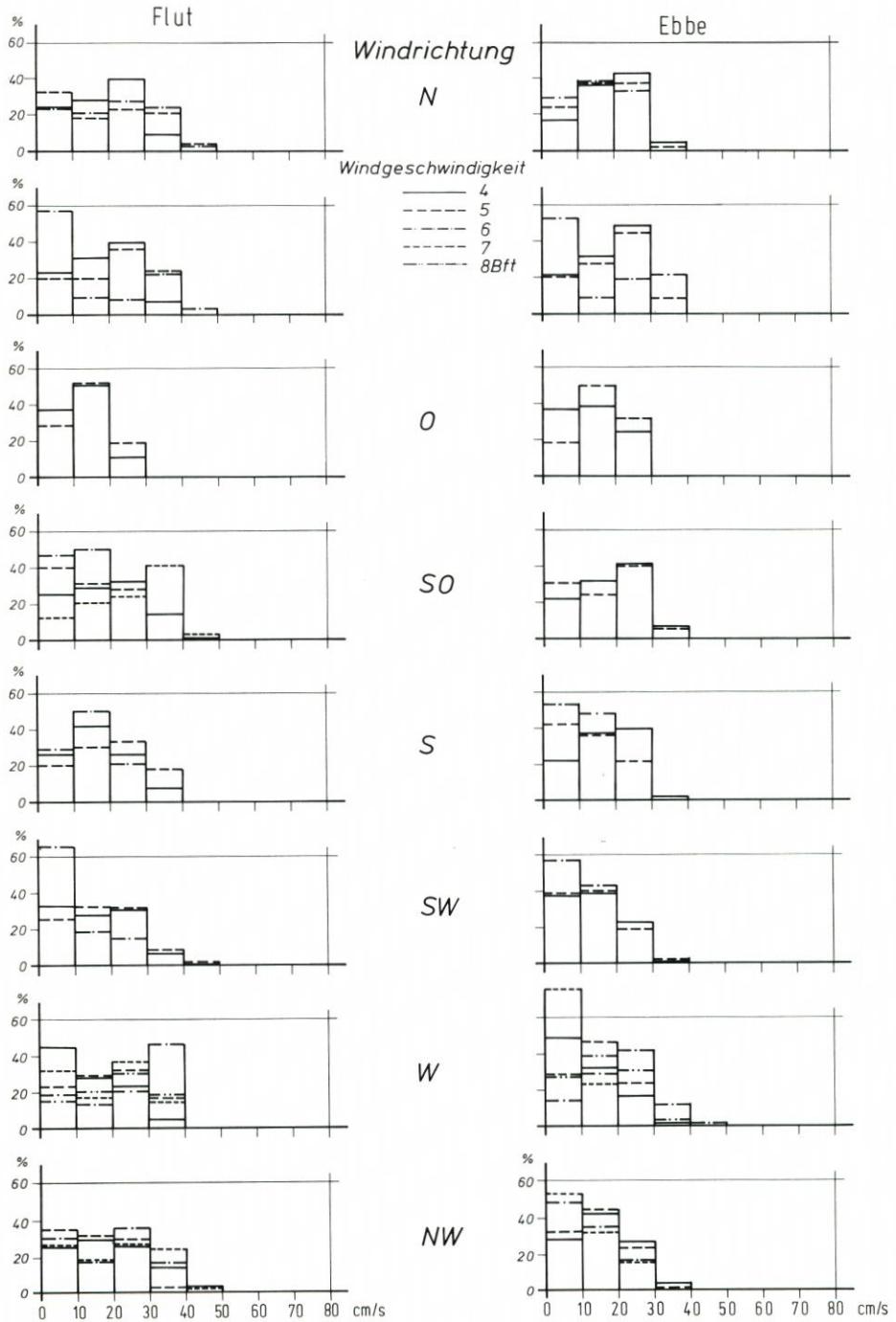
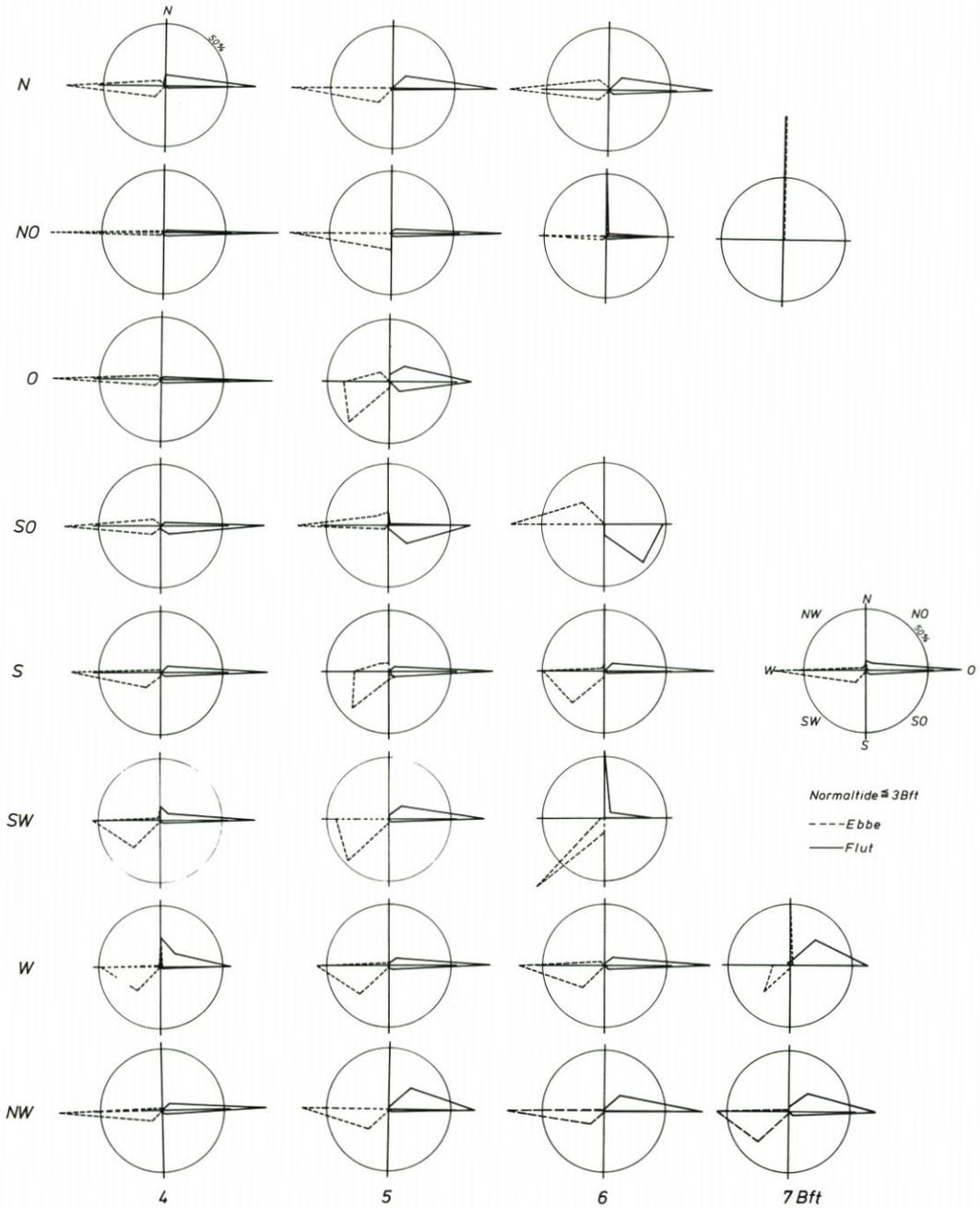


Abb. 22. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten im Profil Norderney bei Normaltide



St 98011

Abb. 23. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-08 (Seegebiet) bei unterschiedlichen Windverhältnissen



St 980

Abb. 24. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-08 (Seegebiet) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

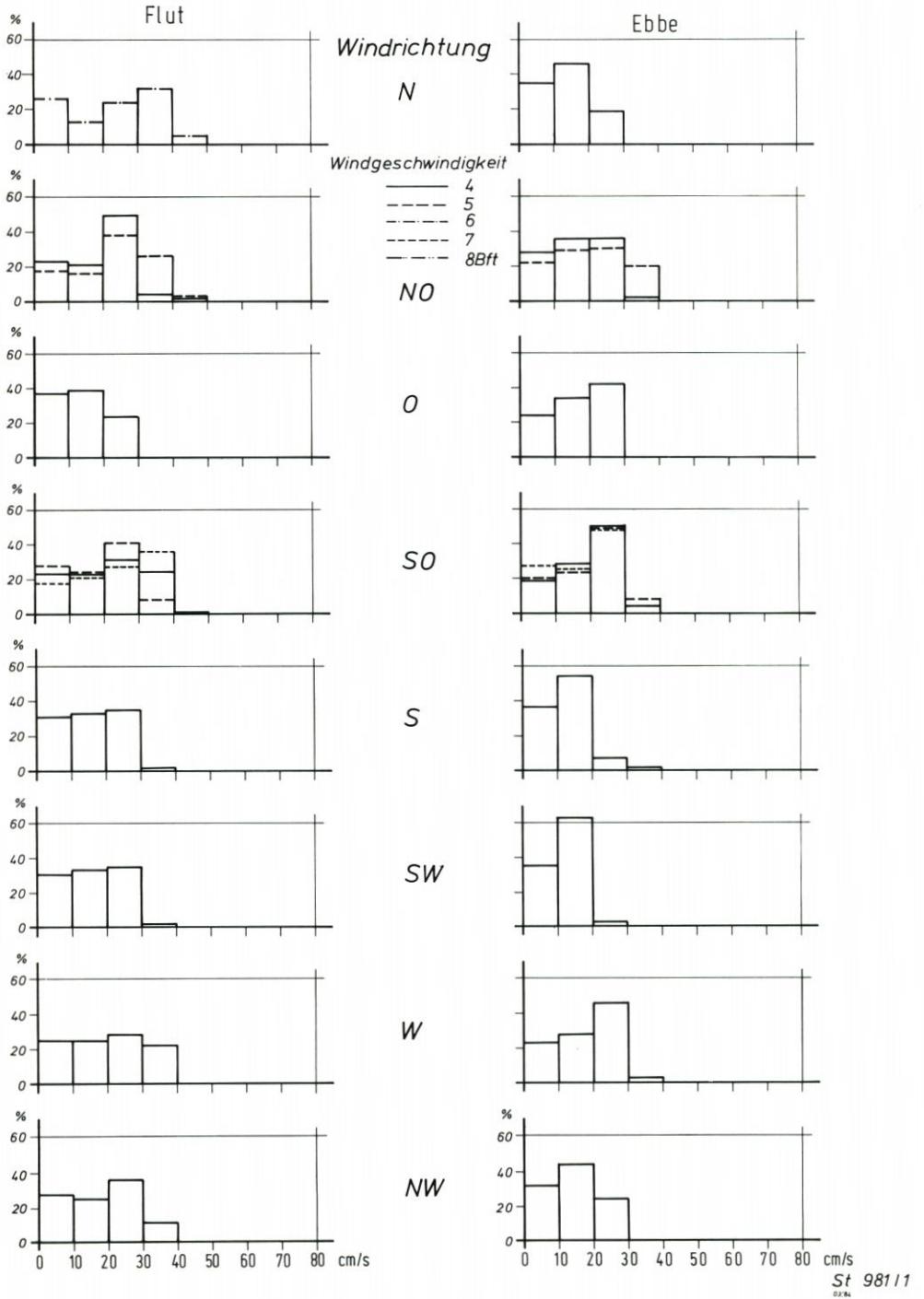


Abb. 25. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-09 (Vorstrand) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

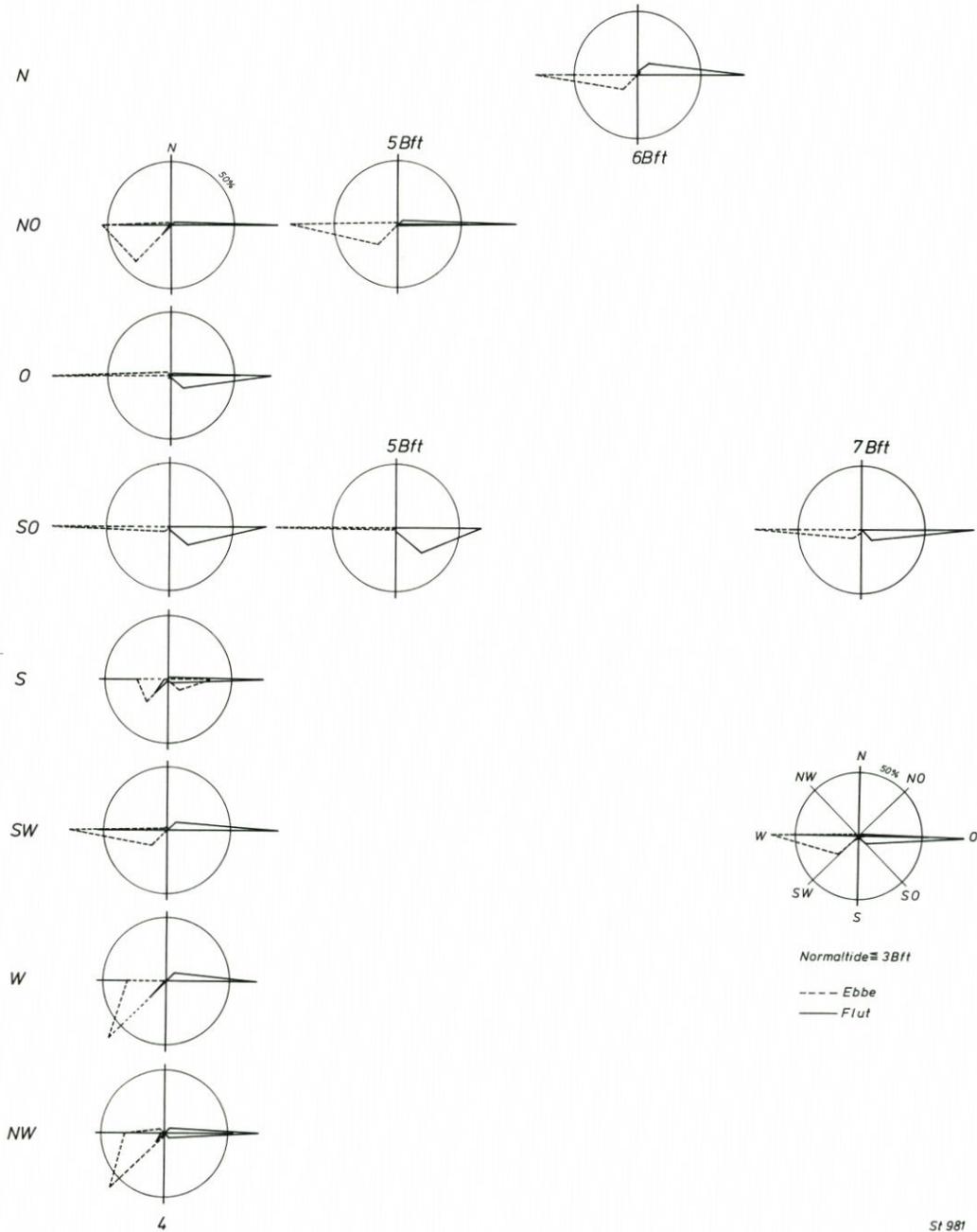


Abb. 26. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-09 (Vorstrand) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

St 981

auf. Auch hinsichtlich dieser Veränderungen sind keine einheitlichen Zusammenhänge mit Windstärken und -richtungen erkennbar.

Die Stromrichtungen im Seegebiet (02-08) werden in Abhängigkeit von der Windrichtung bereits bei Windstärken von 4 Bft beeinflusst, insbesondere bei Südwest- und Westwind. Dagegen treten bei Nordwest- und Nordwinden sogar bei Stärke 6 keine erheblichen Änderungen gegenüber Normaltiden auf. Es ist aber mit der Zunahme der Windstärke aus anderen Richtungen eine wachsende Einwirkung auf die Stromrichtungen verbunden (Abb. 24): Ebbestromablenkung nach SW bei Wind aus O über S bis W ab 5 Bft, Änderung der Flutstromrichtung bei 6 Bft aus SO und SW sowie 7 Bft aus W.

Die geringe Anzahl der Messungen auf dem Vorstrand erlaubt zwar keine so weitgehende Differenzierung wie im Seegebiet. Es ist aber erkennbar, daß für diesen Bereich Zusammenhänge zwischen Windentwicklung und Abweichungen der Ebbestromrichtungen bestehen (Abb. 26): Bereits bei 4 Bft aus W bis NO wird der Strom nach SW abgelenkt. Bei Südwind gibt es auf dem Vorstrand keine richtungsstabilen Ebbeströmungen.

Die Strömungen erfahren, wie wegen der großen Wassertiefen zu erwarten war, keine unmittelbare Beeinflussung durch den Wind. Vielmehr sind hier offensichtlich dessen indirekte Einwirkungen in Form sohnaher Ausgleichsströmungen erfaßt worden, die als Folge der Trift im oberen Bereich des Wasserkörpers anzusehen sind.

Meßstation 02-10

Auf dem Watt führen die Wechselwirkungen von Strömungen und den stark gegliederten topographischen Formen zu einer stärkeren Richtungsstreuung als im Seegebiet: Der Flutstrom dreht bei südwestlicher Hauptrichtung zwischen Südost und West, der Ebbestrom zwischen Nordost und Ost (Abb. 28). Die Geschwindigkeiten sind auf dem Watt insgesamt niedriger als im Seegebiet und überschreiten den Wert von 30 cm/s in keinem Fall (Abb. 22).

Die Strömungsgeschwindigkeiten im Watt lassen hier deutlicher als die -richtungen die Einwirkungen des Windes erkennen (Abb. 27). Im Gegensatz zum Seegebiet ist im allgemeinen auch ein plausibler Zusammenhang erkennbar: Zunahme der Geschwindigkeit mit wachsender Windstärke, Abnahme bei Gegenläufigkeit von Strömung und Wind. Es wird auch deutlich, daß die Triftströmungen im Watt erheblich höhere Geschwindigkeiten aufweisen als bei Normaltiden, analog zu der Profilmessung von GÖHREN (1974 a) auf Abb. 1 b. Die hier erfaßten Maximalwerte bis 80 cm/s (ausgeprägtes Maximum bei Westwind 7 Bft) werden bei Normaltiden nur in tiefen Wattrinnen erreicht.

Das Stromrichtungsverhalten im Watt wird bereits bei Windstärke 4 Bft aus O und SO beeinflusst, was zu deutlichen Änderungen gegenüber Normaltiden führt (Abb. 28). Es ist auch erkennbar, daß die Modifikation des Stromrichtungsverhaltens mit der Windstärke für jede Windrichtung zunimmt. Die Veränderungen bleiben aber bei gleicher Windrichtung nicht gleichsinnig, sondern es treten hierfür mit wechselnden Stärken auch verschiedenartige Änderungen der Strömungen auf. Das vorliegende Datenmaterial bestätigt, daß die Triftströmungen im Watt unmittelbar bis in Sohnähe wirken. Dem Wind entgegengerichtete Ausgleichsströmungen im sohnahen Bereich, wie im Seegebiet, sind hier nicht vorhanden. In Fällen besonders starker Windeinwirkung tritt sogar eine fast völlige Umkehr des Flut- oder Ebbestroms durch den entgegengerichteten Wind ein. So gibt es bei Ostwind 7 Bft nur Strom nach SW, bei SW-Wind ab 4 Bft, W-Wind ab 5 Bft und SW-Wind ab 6 Bft fast nur Strom nach S bis NW. Hier handelt es sich quasi um „klassischen“ Triftstrom im Watt.

Vergleichbare Trifteffekte waren für Westwindlagen bereits früh in qualitativer Form

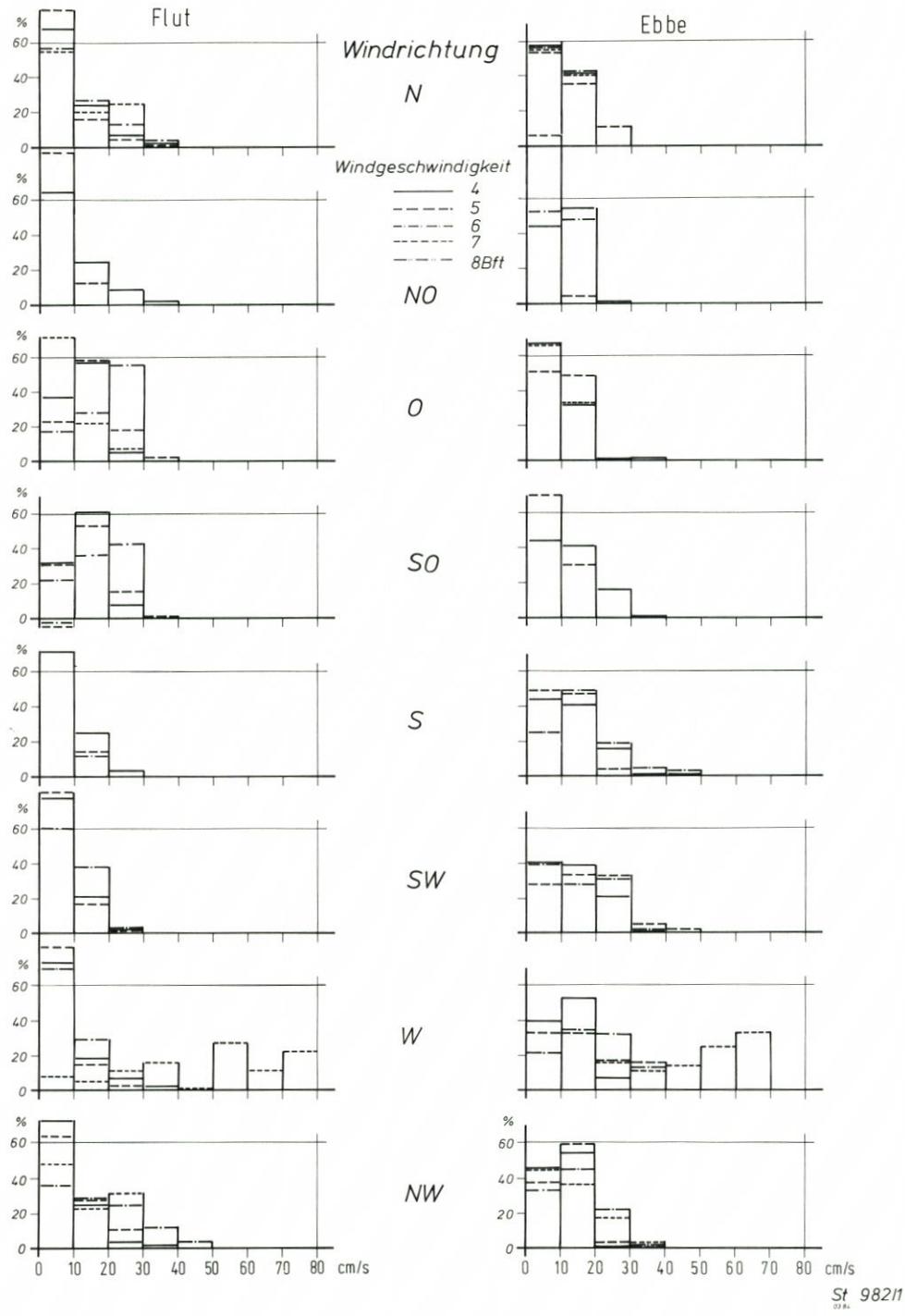


Abb. 27. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsgeschwindigkeiten an der Station 02-10 (Watt) bei unterschiedlichen Windverhältnissen

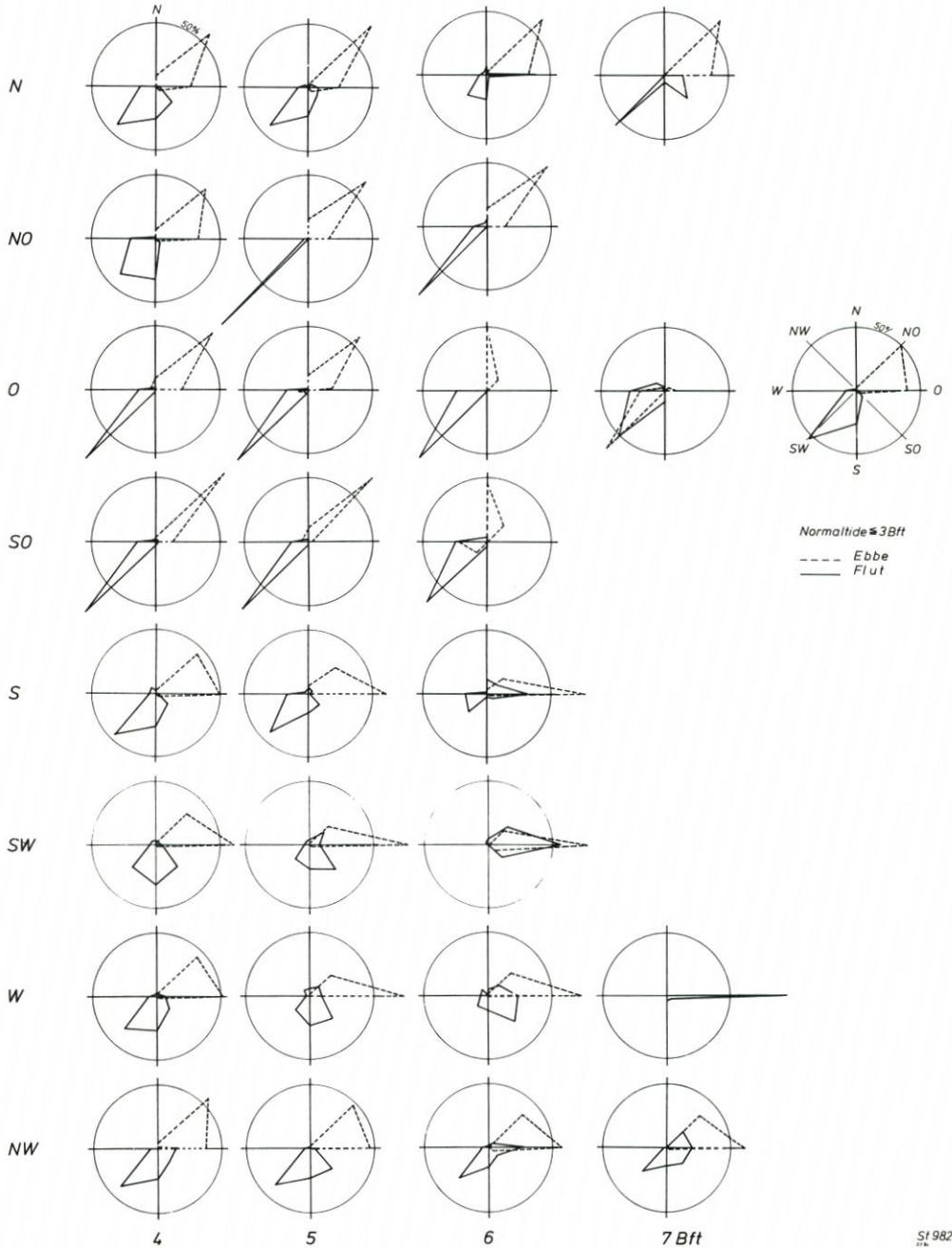


Abb. 28. Häufigkeitsverteilungen der Strömungsrichtungen an der Station 02-10 (Watt) für die Normaltide und bei unterschiedlichen Windverhältnissen

festgestellt und später durch KÖRITZ (1955) in quantitativer für das Juister Watt nachgewiesen worden. Die Entlastungsfunktion des Norderneyer Seegats, die in derartigen Fällen zu durchgehenden Ebbeströmungen von bis zu 23 Stunden führt (KOCH und NIEMEYER, 1978), ließ eine durchgehende Vertriftung über die östlich anschließenden Gebiete nicht als sicher erscheinen. Inzwischen ist aber durch synchrone Messungen auf den Wattwasserscheiden von Norderney und Baltrum sowie im Seegat Wichter Ee nachgewiesen worden, daß sich bei westlichen Starkwindlagen auch auf den östlich vom Norderneyer Seegat gelegenen Watten eine Triftströmung ausbildet, die in Einklang mit dem von Westen nach Osten ansteigenden Gesamtstau im Bereich der Ostfriesischen Inseln (NIEMEYER, 1976) bis zur Jade erfolgt (KOCH und NIEMEYER, 1980).

Profil

Die Strömungen haben bei Normaltiden Geschwindigkeiten von maximal 40 cm/s im Seegebiet und auf dem Vorstrand sowie von maximal 30 cm/s im Watt. Die Richtungsstabilität nimmt hierbei entsprechend den stärkeren Wechselwirkungen mit der Sohle bei geringer werdenden Wassertiefen ab. Ebenso ist eine Zunahme der Stauwasserzeiten bei Flutstromkennterung mit abnehmender Wassertiefe festzustellen.

Die Trifteffekte sind im Seegebiet und auf dem Vorstrand wesentlich schwächer als im Watt und treten wegen der großen Wassertiefen hier häufig in Form gegenläufiger Ausgleichsströmungen auf.

Im Watt sind in Übereinstimmung mit früheren Untersuchungen im ostfriesischen Wattenmeer ähnlich ausgeprägte Triftströmungen wie für das Wurster Watt ermittelt worden.

4.4 Rest- und Triftströmungen in den Profilbereichen

Die vorstehenden Ausführungen enthalten kaum Angaben über Rest- und Triftströme in der von GÖHREN (1968) definierten Form. Das war auch nicht Sinn der Arbeit. Vielmehr können diese bereits aus Kurzzeitmessungen (über mindestens 14 Tage) gewonnen werden. Bisherige Darstellungen für die Bereiche der ersten beiden Langzeitprofile zeigen Abb. 29 bis 33. Die Profile durchschneiden das Küstenvorfeld mit seiner typischen Gliederung: flaches Watt – Vorstrand – Seegebiet. Die Wattstationen liegen jeweils in Gebieten mit ausgeprägtem Reststrom, setzend nach N, NO bzw. O. Der Vorstrandbereich der drei Profile liegt in Zonen mit gegenläufiger Restströmung und Drehstromellipsen, auf die aus der Verteilung der Strömungsrichtungen unschwer zu schließen ist (siehe dazu Abb. 29 und 30 sowie die Ausführungen bei GÖHREN [1971 und 1974 b]). Die äußeren Stationen in 10 bis 20 m tiefem Wasser zeigen dagegen unterschiedliche Merkmale: Vor Norderney ausgeprägt alternierende Strömung (O bei Flut, W bei Ebbe, Stat. 02–08), vor dem Großen Vogelsand ebenfalls O–W gerichtet, jedoch mit der Andeutung einer flachen Drehstromellipse (Stat. 02–07) und schließlich vor Süderoogsand mit ausgeprägter Drehströmung, aber auch hier der Hauptachsrichtung O–W (Stat. 02–04). Hierbei handelt es sich um eine Position in seeseitiger Verlängerung eines Meßprofils von GÖHREN (1974 b), in dem er im flachen Wasser vor Süderoogsand Hauptachsrichtungen ONO–WSW fand (seine Abb. 16), die also im tieferen Wasser fast unverändert bleiben.

Die Triftströmungen wurden in die Diskussion der Einzelergebnisse bereits einbezogen. GÖHREN (1974 a) schreibt dazu bei seinen Langzeitmessungen:

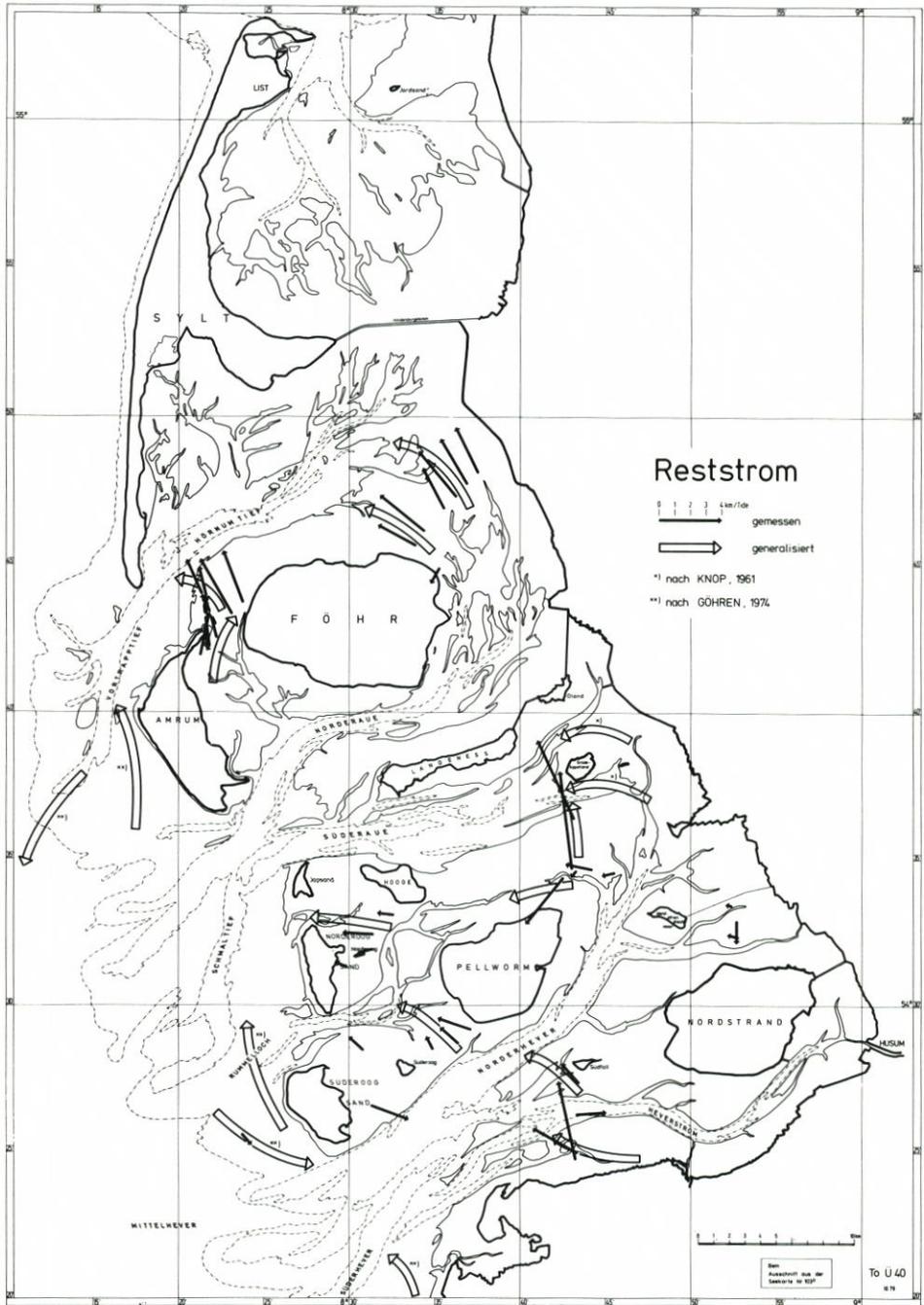


Abb. 29. Reststrom vor der nordfriesischen Küste (SIEFERT et al., 1980, leicht ergänzt)

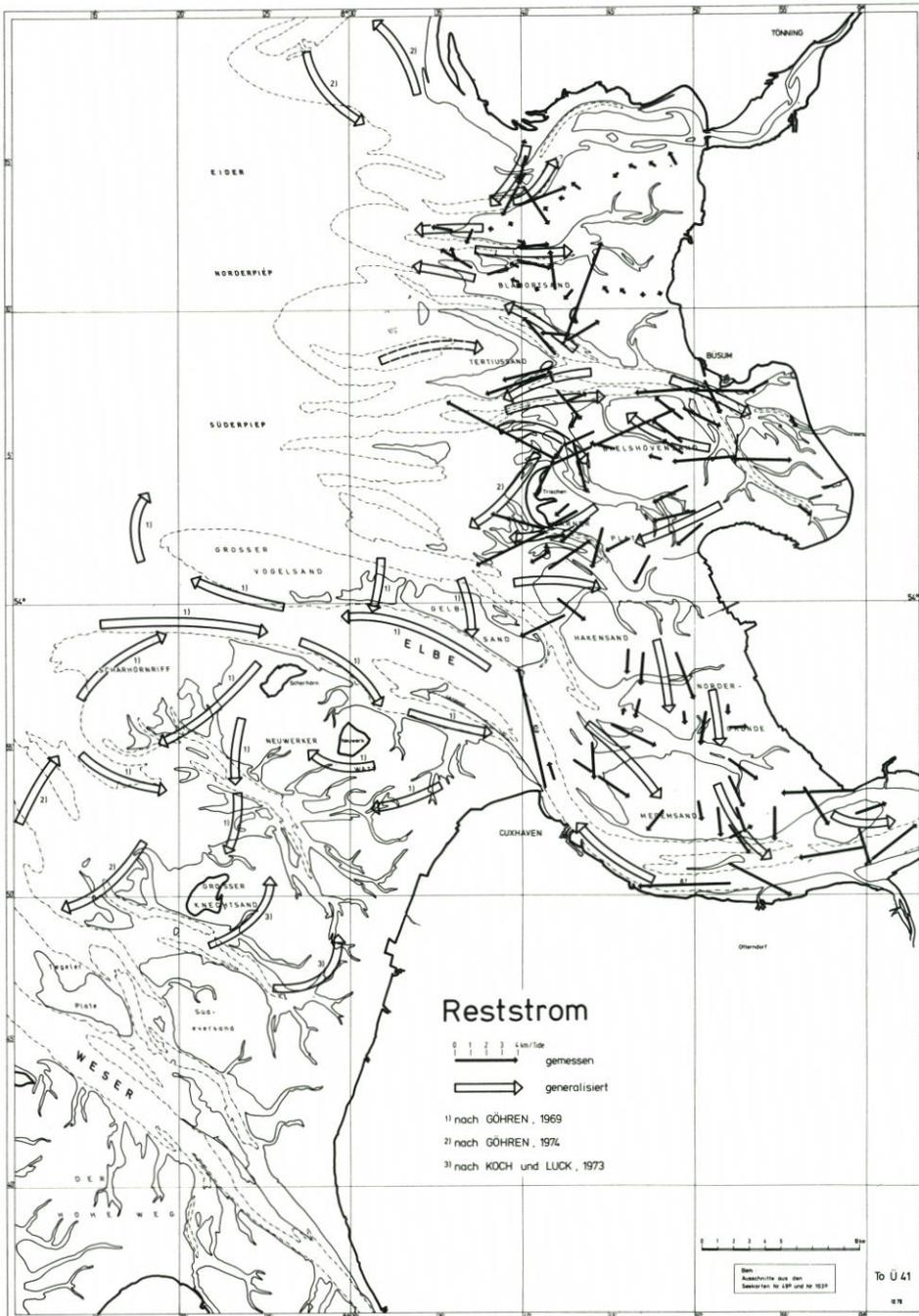


Abb. 30. Reststrom zwischen Außenweser und Eiderstedt (STIEFERT et al., 1980)

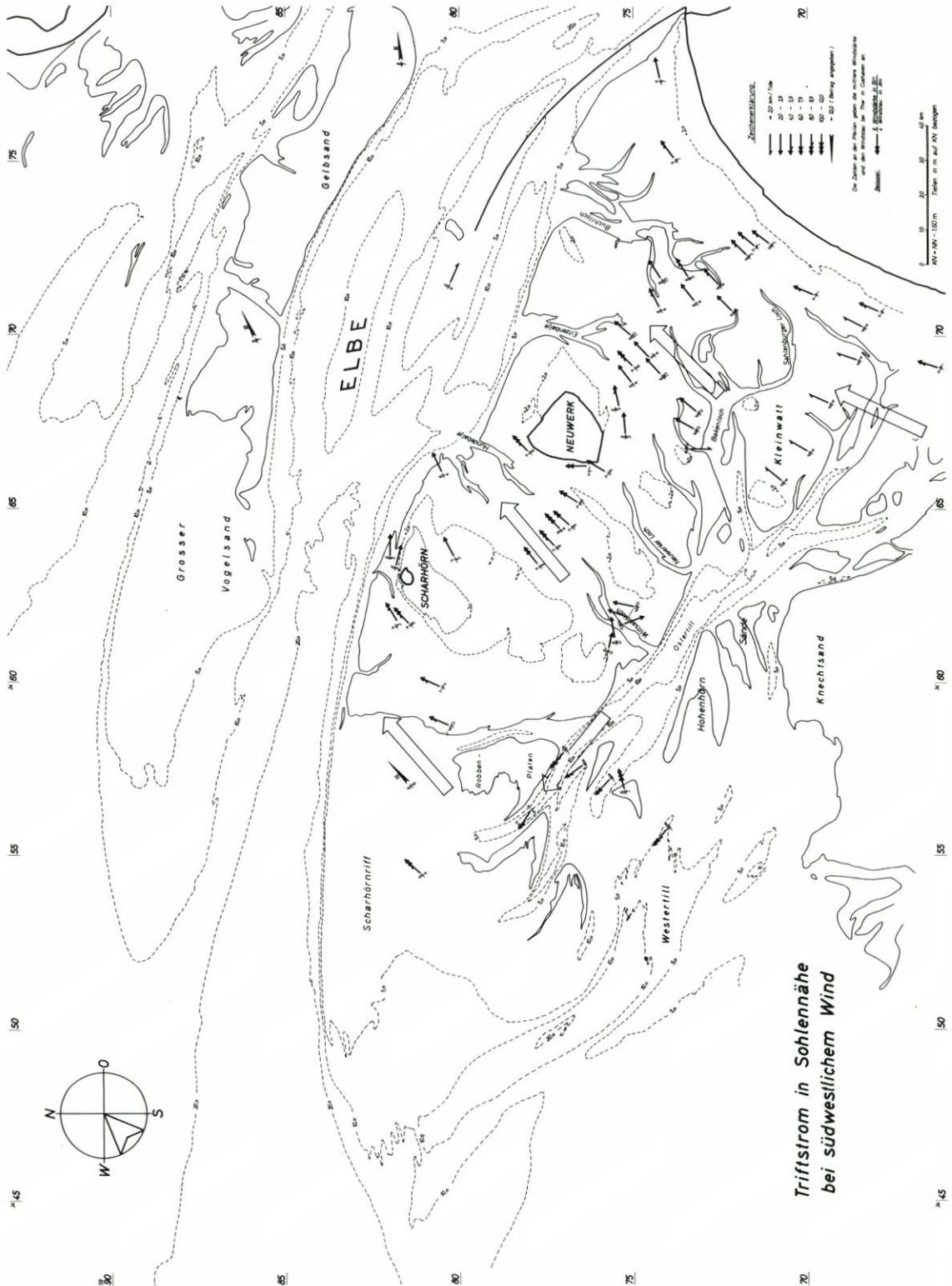
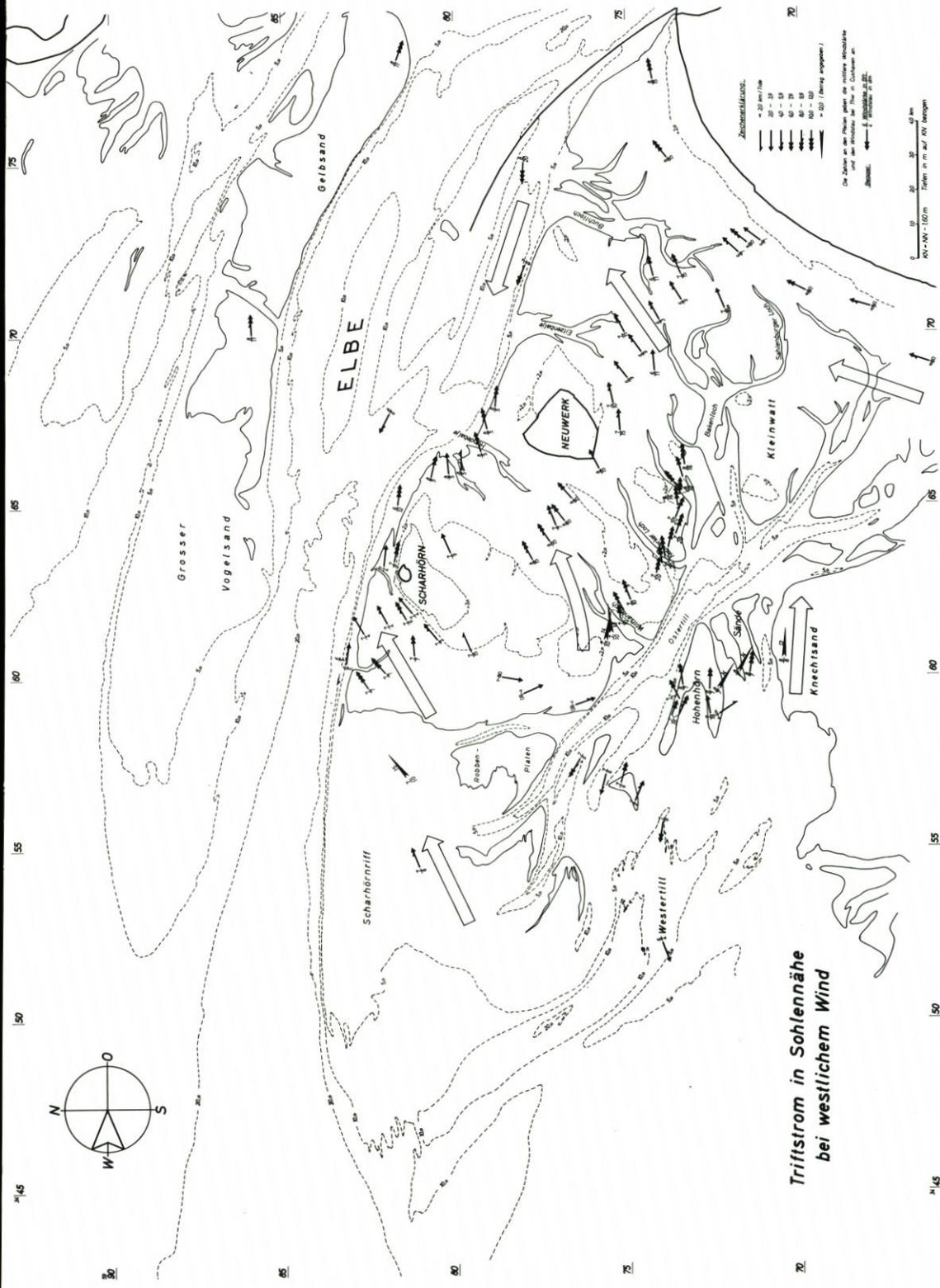
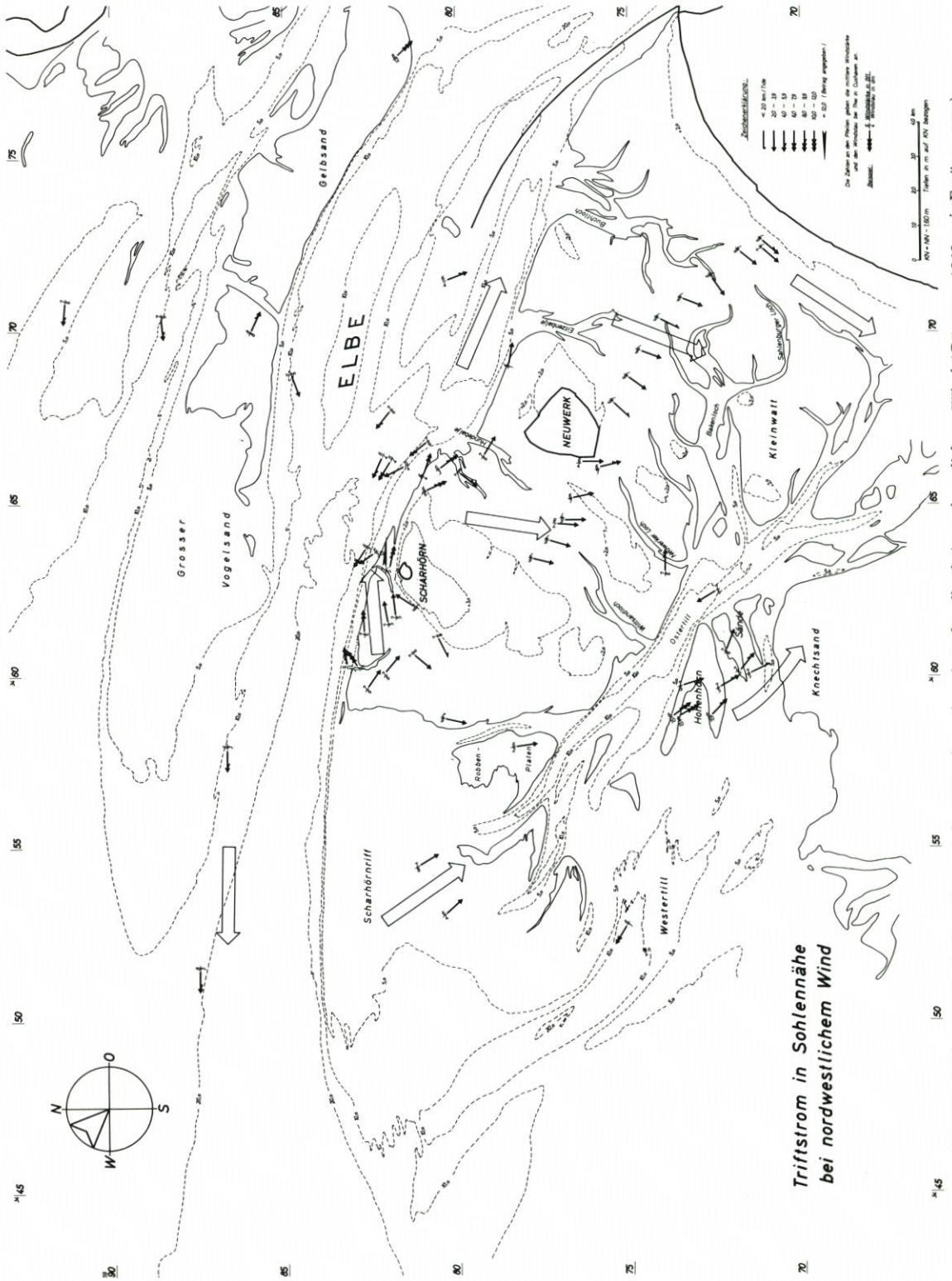


Abb. 31. Triftstrom in Sohlennähe zwischen Knechtsand und Außenelbe bei südwestlichem Wind (GÖHREN, 1969, mit Ergänzungen)



Trifflstrom in Sohlennähe bei westlichem Wind

Abb. 32. Trifflstrom in Sohlennähe zwischen Knechtssand und Außenebbe bei westlichem Wind (GÖHREN, 1969, mit Ergänzungen)



**Triftstrom in Sohlennähe
bei nordwestlichem Wind**

Abb. 33. Triftstrom in Sohlennähe zwischen Knechtsand und Außenelbe bei nordwestlichem Wind (GÖHREN, 1969, mit Ergänzungen)

- Eine merkliche Zunahme der Stromgeschwindigkeiten (35 cm über Sohle), die an einer Verschiebung des Maximums oder einer Abflachung der Häufigkeitskurve zu erkennen ist, setzt erst bei Windstärke 6 ein.
- Ein Einfluß des Windes auf die Strömungen ist besonders bei auflandigem Wind – Südwest bis Nordwest – ausgeprägt, während die anderen Sektoren keine so eindeutige Gesetzmäßigkeit erkennen lassen.
- Ein signifikanter Einfluß des Windes auf die Strömungsrichtung im Watt setzt etwa bei Windstärke 5 ein. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit wird das Richtungsspektrum schmaler und windorientiert. Bei den erfaßten Sturmzeiten mit 8 Bft ist praktisch nur noch eine Stromrichtung vorhanden.
- Die Triftstromrichtungen entsprechen nur in erster Näherung der Windrichtung. Es zeigen sich charakteristische Abweichungen, die wieder nur als lokale Effekte gedeutet werden können. Bei auflandigem Starkwind aus Nordwest bis Süd tritt z. B. vorwiegend eine nordöstlich gerichtete Strömung auf. Es ist dies die Richtung, die durch das Windstaugefälle bei auflandigem Wind und durch die Randbedingungen (Küstenverlauf) vorgegeben wird. Die Resultate der drei Profile bestätigen dies grundsätzlich. Die „Schwellen“ liegen jedoch unterschiedlich:
 - Eine ausgeprägte Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit im Watt wird nur im Profil Norderney deutlich, dann aber schon ab Stärke 4 Bft; die übrigen Wattstationen zeigen geringe Zunahme etwa ab 4 bis 6 Bft.
 - Der Windeinfluß auf die Stromrichtungen beginnt etwa bei 5 Bft, im Profil Norderney aber wiederum bei 4 Bft.

Die Profilmessungen ergänzen das bisherige Triftstrombild, das ausführlich dargestellt bisher nur für das Elbmündungsgebiet vorlag (Abb. 31 bis 33), wobei Rest- und Triftströme allerdings in km/Tide angegeben sind und die vorliegende Arbeit nur die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen mit ihrer Abhängigkeit von den Windverhältnissen analysiert.

Die Umsetzung dieser Erkenntnisse auf das morphologische Geschehen in unserem Küstenvorfeld wäre der nächste Schritt. Zwar wurde verschiedentlich mit dem Reststrom etwa gleichgerichtete Sandbewegung nachgewiesen, aber es sollte in Zukunft den Versuch lohnen, die Strömungsverhältnisse bei morphologischen Analysen auch quantitativ zu verknüpfen.

5. S c h l u ß b e m e r k u n g

Diese Abhandlung bildet den Abschluß des KFKI-Forschungsvorhabens „Strömungsmessungen“, das im Jahre 1974 konzipiert wurde. Die Ergebnisse zeigen, daß innerhalb und außerhalb des Forschungsvorhabens seither in erheblichem Umfang weitergehende Erkenntnisse hinsichtlich des Strömungsgeschehens in den Küstengewässern der Deutschen Bucht gewonnen worden sind. Dieser Wissensstand ist durch die Langzeitstrommessungen erhärtet und auch erweitert worden.

Hieraus ergibt sich der Anlaß, über die Diskussion der Ergebnisse hinaus grundsätzliche Überlegungen für zukünftige Strömungsuntersuchungen anzustellen. Dazu ist festzuhalten, daß mittlerweile über die allgemeinen Strömungsverhältnisse im deutschen Nordseeküstengebiet ein schlüssiges Gesamtbild vorliegt, das allerdings stets hinsichtlich regionaler Besonderheiten weiterer Ergänzungen bedarf.

Großräumige Strömungsmessungen, wie sie in diesem KFKI-Forschungsvorhaben betrieben wurden, können in Zukunft im gleichen Maße wie bisher erforderlich sein. Sofern sich die Tideverhältnisse weiter so entwickeln, wie es die Scheitelwasserstände in den letzten

Jahrzehnten andeuten, werden solche Untersuchungen zu den Strömungsverhältnissen im deutschen Nordseeküstenbereich hinsichtlich großräumiger Tideveränderungen durchzuführen sein, um Schlüsse auf morphologische Veränderungen zu ermöglichen. Denn mit den Wasserständen ändern sich die Strömungen und das Seegangsklima und damit auch die Topographie.

In diesem Zusammenhang sei auf neuere Untersuchungen zur amphidromischen Bewegung in der südöstlichen Nordsee hingewiesen, die allein auf der Basis von Wasserstandsanalysen vorgenommen wurden (SIEFERT und LASSEN, 1985). Die dort gegebenen Schlussfolgerungen über die Wirkung der Amphidromie in Küstennähe sollten durch detaillierte Strömungsanalysen ergänzt werden. Dabei stellt sich generell die Frage, ob die Amphidromie eigentlich ausreichend untersucht ist und ob mögliche Änderungen erkannt werden können.

Aufbauend und eingebettet in das Gesamtbild des Strömungsgeschehens sind zukünftig auch weiterhin konventionelle, zweidimensional ausgelegte Strommessungen, insbesondere noch für folgende Gegebenheiten, sinnvoll und nutzbringend:

- in morphologisch instabilen Gebieten,
- für die Planung baulicher Eingriffe,
- zur Erfassung der Strömungsverhältnisse bei Sturmfluten in begrenzten Gebieten und
- zur Schaffung verbesserter Grundlagen und Kontrollmöglichkeiten für hydraulische und mathematische Modelle.

Eine weitere Fragestellung, die in Zukunft stärker als bisher durch Messungen in der Natur zu ergründen sein wird, ist die der Vertikalstruktur von Strömungen. Diese Problematik stellt sich insbesondere dort, wo Wasserkörper mit unterschiedlichen Salzgehalten aufeinander treffen: in Ästuaren und in Wattgebieten mit erheblichem Süß- oder Brackwasserzutritt. Mit Hilfe derartiger Untersuchungen wird es zudem möglich sein, vertiefte Einblicke in das gesamte Ausbreitungsverhalten von Nährstoffen und Schadstoffen zu gewinnen. Zugleich ist auch auf diesem Gebiet angezeigt, mögliche großräumige Tideänderungen mit ihrem Einfluß auf die Dichteströmungen zu erfassen.

6. Schriftenverzeichnis

- DEUTSCHES HYDROGRAPHISCHES INSTITUT: Die Strömungen in der Deutschen Bucht. Hamburg, 1983.
- GÖHREN, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 30, 1968.
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
- GÖHREN, H.: Gegenläufige Restströmung an flachen Gezeitenmeerküsten. Die Küste, H. 21, 1971.
- GÖHREN, H.: Strombeobachtungen an Langzeit-Meßstationen. Die Küste, H. 25, 1974 a.
- GÖHREN, H.: Über Strömungsverhältnisse und Sandtransport in den Flachwassergebieten vor der südöstlichen Nordseeküste. Hamb. Küstenf., H. 29, 1974 b.
- KOCH, M. u. LUCK, G.: Untersuchungen zur Erfassung der Strömungsverhältnisse auf den östlichen Weserwatten. Jber. 1972 der FSIK Norderney, Bd. 24, 1973.
- KOCH, M. u. NIEMEYER, H. D.: Untersuchung kurzfristiger morphologisch-hydrologischer Wechselwirkungen in den Seegaten zwischen Norderney und Spiekeroog. Arbeiten aus der Forschungsstelle Norderney, Nr. 7, 1977.
- KOCH, M. u. NIEMEYER, D. H.: Sturmtiden-Strommessungen im Bereich des Norderneyer Seegats. Jber. 1977 der FSIK Norderney, Bd. 29, 1978.
- KOCH, M. u. NIEMEYER, H. D.: Strömungsmessungen im Bereich der Wattwasserscheiden von Norderney und Baltrum sowie im Seegat Wichter Ee. Jber. 1979 der FSIK Norderney, Bd. 31, 1980.

- KÖRITZ, D.: Quantitative Untersuchung der Wasservertriftung über das Juister Watt. Jber. 1954 der FSIK Norderney, Bd. 6, 1955.
- NIEMEYER, H. D.: Der Verlauf der Sturmzeiten vom Januar 1976 im Bereich der Ostfriesischen Inseln. Jber. 1975 der FSIK Norderney, Bd. 27, 1976.
- SIEFERT, W., FAHSE, H., MIESSNER, F., RICHTER, H.-H., TAUBERT, A. u. WIELAND, P.: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins – Ergebnisse eines KFKI-Meßprogramms. Die Küste, H. 35, 1980.
- SIEFERT, W., MIESSNER, F., RICHTER, H.-H. u. WIELAND, P.: Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.

Zur Entwicklung der Düne Helgoland

VON ALFRED FÜHRBÖTER UND HANS HENNING DETTE

Zusammenfassung

Nach Baumaßnahmen für einen Kriegshafen in den Jahren 1937 bis 1941 blieb die Düne Helgoland bis 1952 weitgehend sich selbst überlassen. Nach der Rückgabe an die Bundesrepublik Deutschland wurde bald festgestellt, daß der Südstrand der Düne einem stetigen Abbruch unterliegt; durch Bühnenbauten konnte zwar der Abbruch verzögert, aber nicht aufgehalten werden.

Es wird aufgezeigt, daß der Abbruch des Südstrandes durch eine überwiegend östlich gerichtete Sedimentbewegung hervorgerufen wird. Dies ist darauf zurückzuführen, daß infolge von Wellendiffraktionen um die Hauptinsel, insbesondere bei Sturmfluten, der Seegang vorwiegend aus südwestlicher Richtung auf den Südstrand aufläuft und dadurch eine nach Osten gerichtete Brandungsströmung erzeugt wird. Es wird dargelegt, wie sich in den Jahren von 1952 bis 1984 das Abbruchgeschehen durch die vorgenannten Vorgänge und darüber hinaus durch zusätzliche Baumaßnahmen (z. B. Tetrapodendamm) eingestellt hat. Auf der Grundlage dieser Kenntnisse werden Vorschläge für bauliche Maßnahmen diskutiert, mit denen dem Abbruch entgegengetreten werden kann.

Summary

Subsequent to construction of a war port between 1937-1941, the dunes of Helgoland Island were essentially neglected until 1952. After the return of the island to the Federal Republic of Germany, it was determined that the dunes on the southern beach were undergoing continuous erosion. The construction of jetties could slow down the erosion but not stop it.

It was shown that the erosion of the southern beaches is due to a dominant eastward sediment movement. This results from the fact that wave diffraction around the main island, especially during storm surges, is generally associated with a south westerly sea state. This generates an eastward breaker current along the southern beaches. It is shown here how erosion due to this mechanism has progressed since 1952 and to what extent protective structures such as tetrapodes have been successful. Based on these results, recommendations are made for structures which can be used to reduce erosion.

Inhalt

1. Allgemeine Entwicklung der Düne bis 1982	48
1.1 Die Düne und ihre Umgebung	48
1.2 Die Entwicklung von 1721 bis 1937	52
1.3 Die Zeit von 1937 bis 1952	53
1.4 Die Entwicklung von 1952 bis 1982	56
1.5 Der Zustand von 1982	63
2. Die Düne in ihrer Wechselwirkung mit den angreifenden Kräften	64
2.1 Tide und tideerzeugte Strömungen	64
2.2 Wellen und wellenerzeugte Strömungen	69
2.3 Sturmfluten	74
2.4 Strandrückgang und Dünenabbruch	77
3. Die Entwicklung des Südstrandes von 1952 bis 1982	80
3.1 Morphologische und sedimentologische Verhältnisse	80
3.2 Verlagerungen des Strandbereiches und der Dünenkante	85
3.3 Menschliche Eingriffe seit 1952	92

4. Die Entwicklung der übrigen Strände (von 1952 bis 1982)	96
4.1 Oststrand	96
4.2 Nordstrand	97
4.3 Westseite und Dünenhafen	101
5. Vorschläge für den zukünftigen Schutz der Düne	105
5.1 Der Südstrand	105
5.1.1 Die weitere Entwicklung des Südstrandes (ohne Eingriffe)	105
5.1.2 Vorschläge zur Sicherung des Südstrandes (Lösungsvorschläge A bis D).	106
5.1.3 Allgemeine Bemerkungen zu den vorgesehenen Baumaßnahmen.	111
5.2 Ost- und Nordstrand	112
6. Zusammenfassung	112
7. Schriftenverzeichnis	113

1. Allgemeine Entwicklung der Düne bis 1982

1.1 Die Düne und ihre Umgebung

Der Felssockel, auf dem die Insel Helgoland und die Düne liegen, erhebt sich steil aus Wassertiefen über 40 m und weist Formationen auf, deren Schichten im Bereich der Düne bei steilem Fallen eine Streichrichtung von etwa NNW nach SSO zeigen; erst südlich der Düne, auf dem Aadebrunn, biegt die Streichrichtung nach Süden um, während sie im äußersten Nordwesten nach NW schwenkt. Aus Abb. 1 und 2 geht hervor, daß bei Winden aus dem Westsektor die Düne weitgehend im Wellenlee der Hauptinsel liegt; diese Schutzwirkung wird durch die nördliche Verlängerung der Hauptinsel als Nordmole und durch die an den südlichen Teil (Unterland) anschließenden Hafenanlagen noch verstärkt.

Die Düne weist über dem mittleren Spring-Tideniedrigwasser (MSP_{Tnw}) eine Fläche von 79 ha und über dem mittleren Spring-Tidehochwasser (MSP_{Thw}) eine Fläche von 61 ha auf; die auch bei Sturmfluten hochwasserfreie Fläche der sog. Hohen Düne beträgt gegenwärtig ungefähr 40 ha.

Der Untergrund der Düne und ihre nördlichen und südlichen Vorfelder bestehen aus Kalk-, Mergel- und Kreideschichten der Muschelkalk- und Kreidezeitformationen (vgl. z. B. GRUPE, 1929, und GUENTHER, 1969); stellenweise sind in der Kreide bituminöse Tonschiefer (auch „Töcke“, „Kreide-Töcke“ oder „Fischschiefer“ genannt) eingelagert. Die unterschiedliche Erosionsfestigkeit der einzelnen Schichten führt zu einem Wechsel von Graten und Rinnen, die sich als Groß- und Kleinformen entlang den Streichlinien der Schichten hinziehen und die das morphologische Bild des Seegrundes südlich und besonders nördlich und nordwestlich der Düne beherrschen. Dort tritt als besonders ausgeprägte und tiefe Rinne das Skittgatt hervor (Abb. 1). Die Düne selbst besteht aus holozänen Sanden und ist den Kreideformationen des ehemaligen Wittkliffes überlagert.

Die Düne stellt einen sehr wichtigen Faktor für den Fremdenverkehr dar; insbesondere der Südstrand und hier wiederum dessen sandiger und flacher Südwestteil sind als Badestrand sehr beliebt. Abb. 3 zeigt die Düne mit ihrer Bebauung im Zustand von 1983.

Besonders die Südseite der Insel aber ist seit der Rückgabe 1952 einem besorgniserregenden Abbruch unterworfen. Dies gilt sowohl für den Strandbereich als auch für die Kante der Hohen Düne. Alle bisherigen Baumaßnahmen, wie z. B. der mehrfach verlängerte und erhöhte Tetrapodendamm am Westteil des Südstrandes, konnten keine einschneidende Abhilfe schaffen. Auch großflächige Sandaufspülungen, wie die von rd. 240 000 m³ im Jahre 1974, wurden in kürzester Zeit (etwa 1 Jahr) wieder von den Erosionskräften der Wellen und der Strömungen davongetragen.

Ein wirksamer Schutz kann hier nur erreicht werden, wenn die abbruchwirksamen Kräfte genau bekannt sind. Diese können aber am besten erfaßt werden, wenn der gegenwärtige Zustand der Düne als Folge eines fortlaufenden Prozesses verstanden wird, der jetzt über mehrere Jahrzehnte zu verfolgen ist. Dies soll die Aufgabe der folgenden Untersuchungen sein.

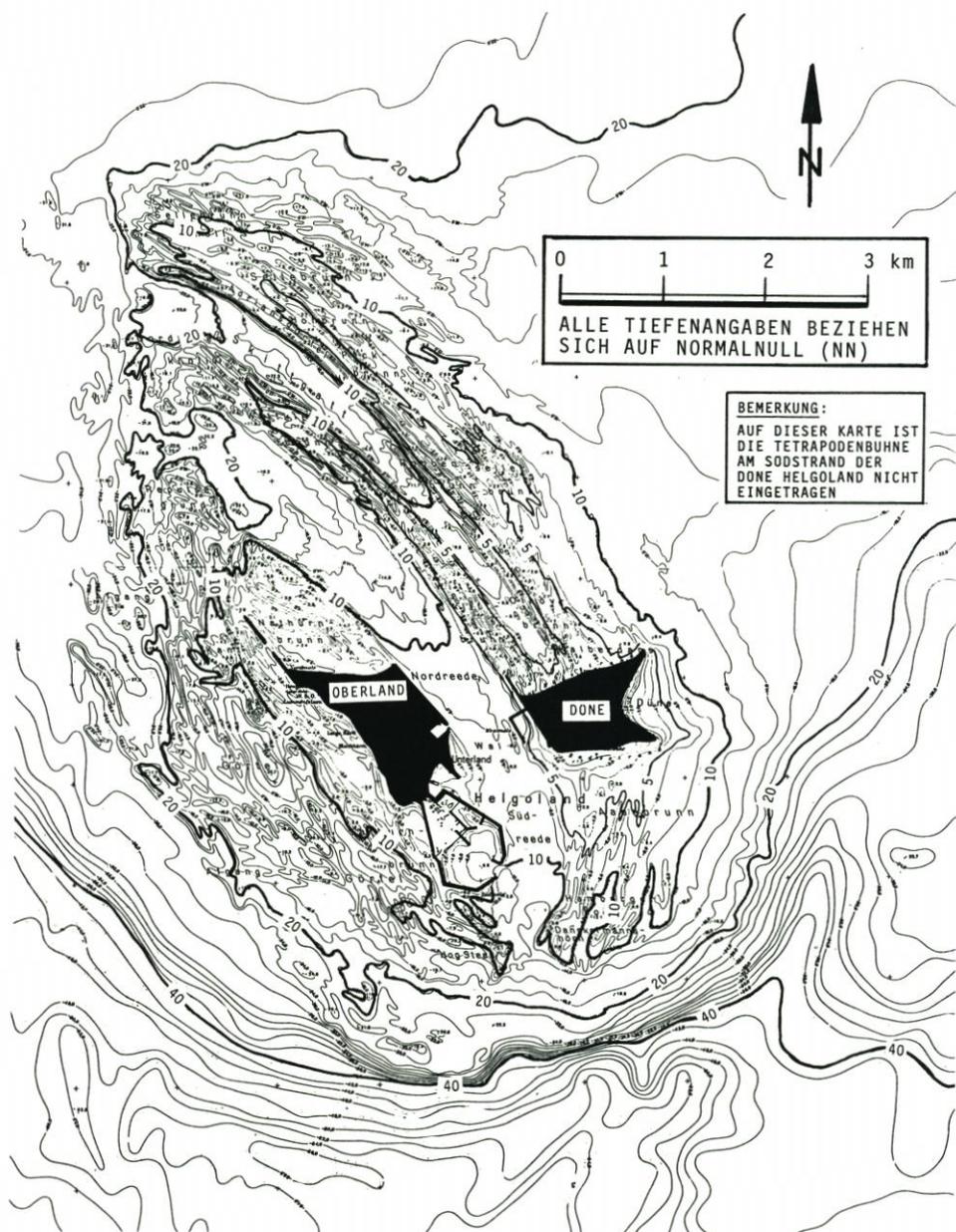


Abb. 1. Helgoland und der umgebende Felssockel (Küstenkarte des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen, 1977)

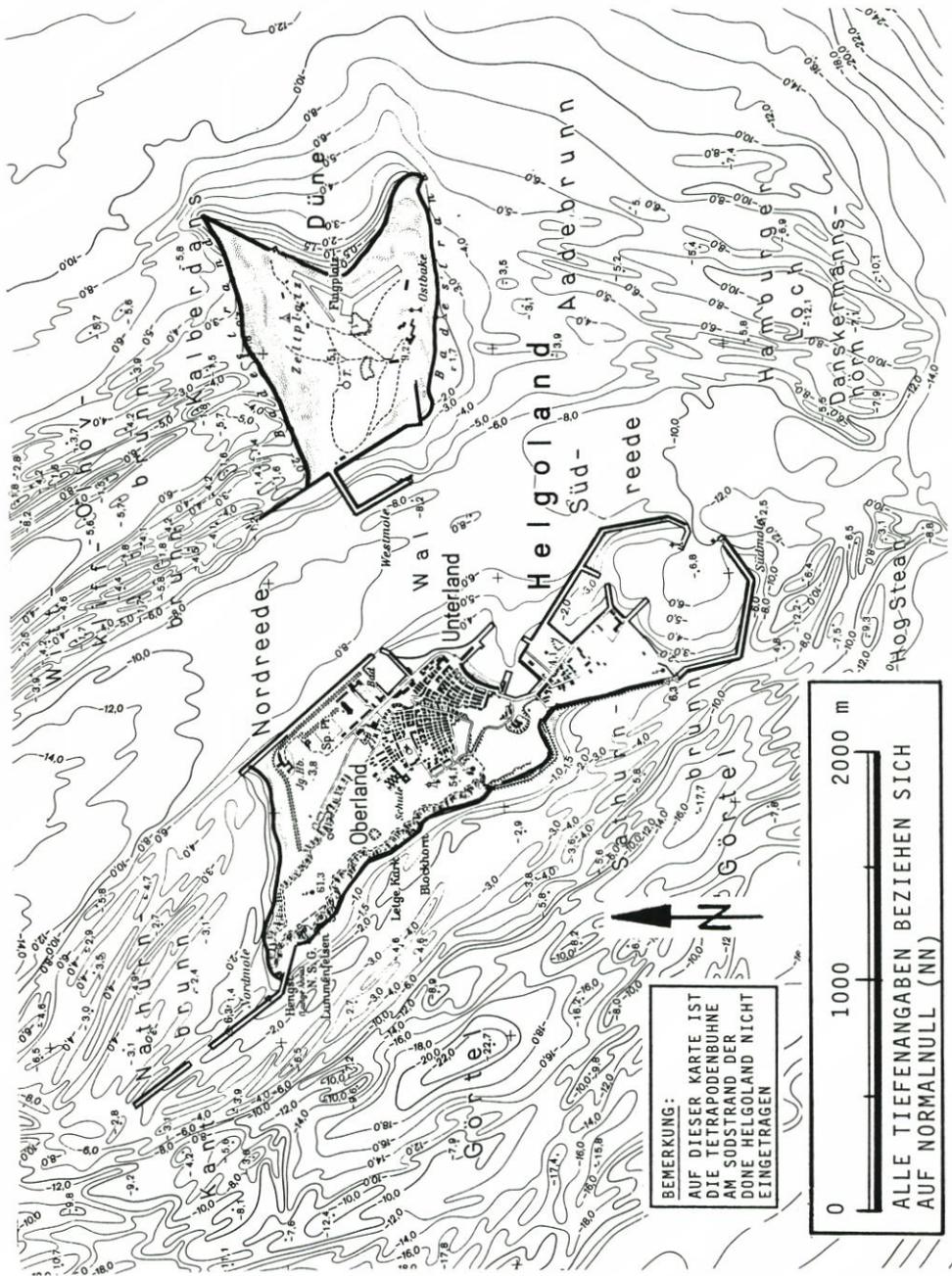


Abb. 2. Helgoland mit Düne

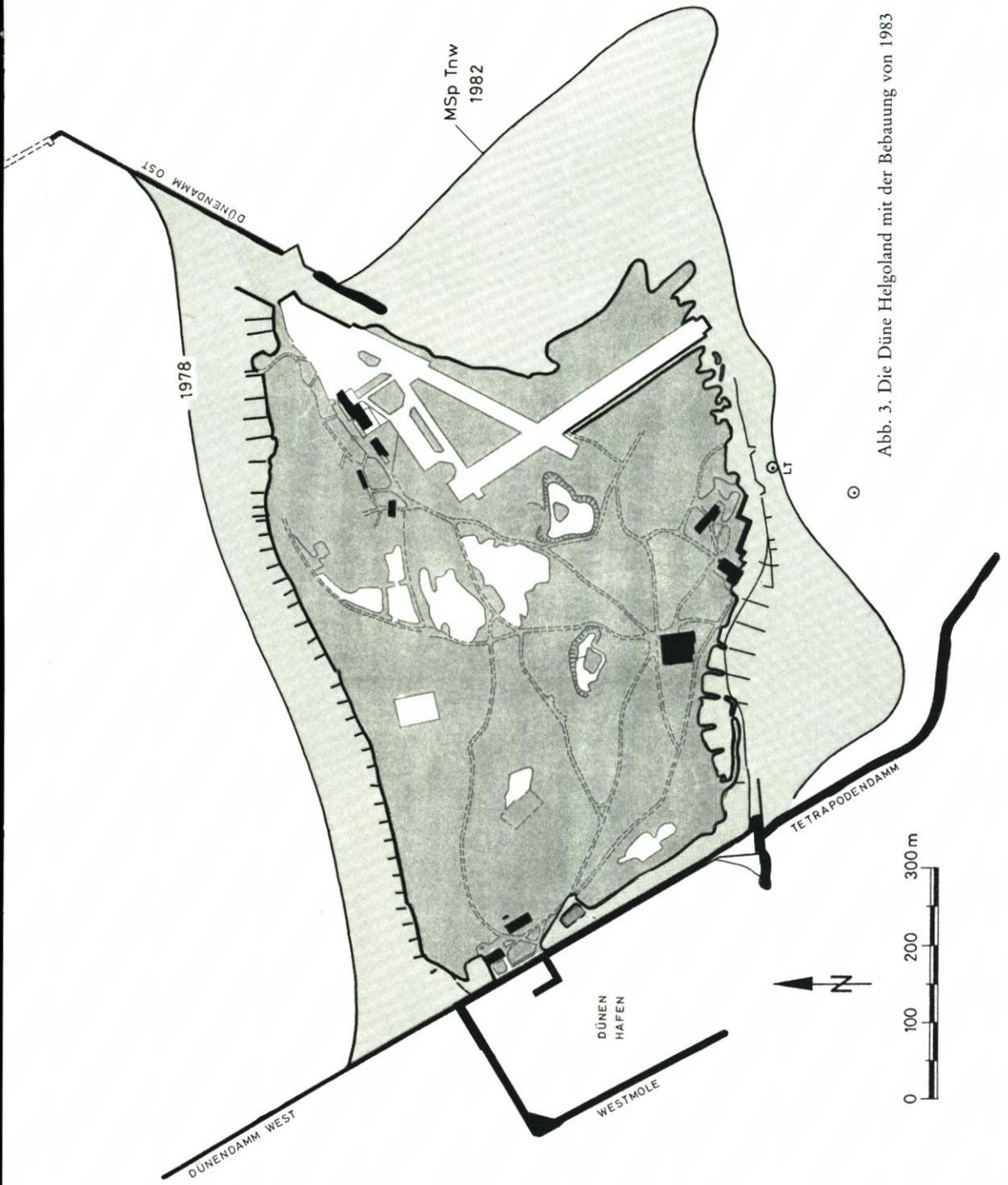


Abb. 3. Die Düne Helgoland mit der Bebauung von 1983

1.2 Die Entwicklung von 1721 bis 1937

Die Geschichte der Düne Helgoland als einer selbständigen Insel beginnt 1721 (nach anderen Quellen 1720) mit der endgültigen Trennung von Hauptinsel und Düne, nachdem es 1711 zum Einsturz des sog. Wittkliffes als dem Felskern der Düne kam (KRUMBEIN, 1975). Mit Sicherheit hat die extreme Sturmflut von 1717 den Durchbruch der als „Wal“ bezeichneten Verbindung – ein Geröllrücken zwischen der Hauptinsel und der Düne – vorbereitet. Nach dem vollzogenen Durchbruch konnten die täglichen Tideströmungen mit der Ausbildung der Rinne beginnen, die heute als Nord- und Süreedre Hauptinsel und Düne trennt.

Eine eingehende Darstellung der weiteren Entwicklung der abgetrennten Düneninsel hat BÄHR (1939) gegeben. Abb. 4 zeigt die verschiedenen Entwicklungsstadien, wobei die Höhenlinien des MSpTnw und des MSpThw von besonderem Interesse sind. Die sog. „Hohe

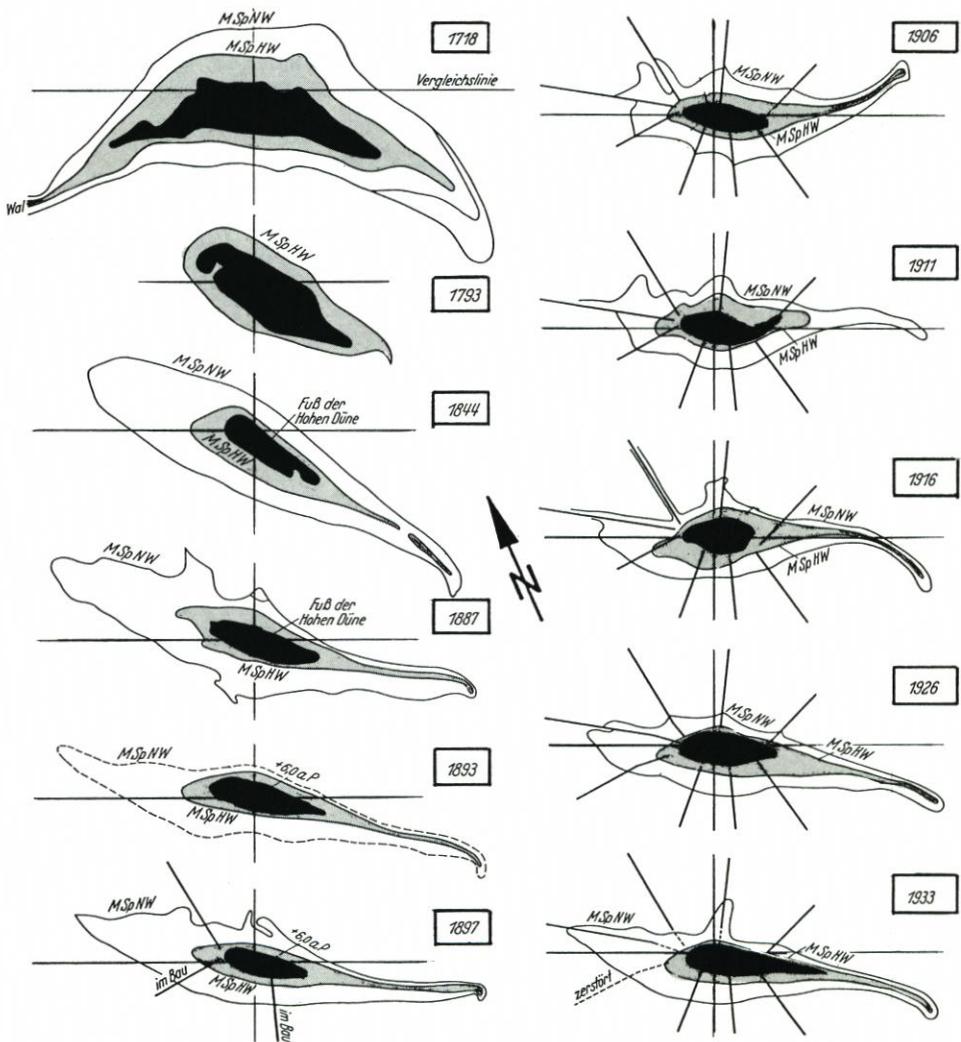


Abb. 4. Die Entwicklung der Düne von 1718 bis 1933 (aus BÄHR, 1939)

Düne“ als Kern der Insel folgt in ihren Umrissen den Strandentwicklungen, die durch die Veränderungen der Höhenlinien von MSpTnw und MSpThw ausgedrückt werden. Aus Abb. 4 geht die bekannte Verminderung der Inselsubstanz über die Jahrhunderte hervor. Ebenso ist eine allmähliche Streckung der Insel in Richtung der vorherrschenden Strömungen aus Tide und Wellen festzustellen. Schon früh (1793) ist dabei die sog. „Aade“ als südöstliches Inselende zu erkennen, die sich als langgestreckter, flacher Sand- und Geröllhaken zu einer kennzeichnenden morphologischen Struktur der Düneninsel ausbildet und die sich – wenn auch mit starken Veränderungen – bis in die Gegenwart erhalten hat. Diese Aade kann als ein empfindlicher Richtungsanzeiger für die vorherrschenden Strömungen und als Folge deren Veränderungen durch die jeweiligen Windverhältnisse angesehen werden. Auffällig ist z. B. die fast genau ostwärtige Ausrichtung bei der Aufnahme von 1906, während fast alle anderen Darstellungen eine südöstliche Richtung mit einer kennzeichnenden Endkrümmung nach Süden zeigen (Abb. 4).

Die langzeitigen Verminderungen der Inselsubstanz auf den verschiedenen Höhenlinien sind ausführlich von BÄHR (1939) beschrieben worden und brauchen hier nicht wiederholt zu werden. Erwähnt werden sollte aber, daß auch durch die Buhnenbauten seit Ende des 19. Jahrhunderts, die bis 1906 zu einem sternähnlichen System führten, eine nennenswerte Verzögerung des Abbruchs nicht erreicht werden konnte, während nach dem Bau des ersten Marinehafens (1908 bis 1916) eine gewisse Zunahme vor allem am Südweststrand festgestellt wurde. Dieses ist vor allem auf den verbesserten Schutz gegen westliche Wellenrichtungen zurückzuführen. Dennoch beurteilte BÄHR die weitere Zukunft der Düne pessimistisch und sagte 1939 der sog. „Hohen Düne“ eine Lebenszeit von nur noch 20 bis 30 Jahren (also höchstens bis etwa 1970) voraus; danach würde der weitere Fortbestand nur noch der einer hohen Sandbank sein.

Bereits zu der Zeit, als BÄHR dieses niederschrieb, hatten aber in rascher Aufeinanderfolge von Planung und Ausführung Bauarbeiten begonnen, die nicht nur der Düne, sondern auch der Hauptinsel ein völlig neues Gepräge geben sollten. Hiervon soll im nächsten Abschnitt die Rede sein. Der Arbeit von BÄHR (1939) verbleibt aber der Wert als der einer der ausführlichsten Quellen zur Geschichte der Düneninsel. Für die Beurteilung der Wirkungen der angreifenden Kräfte ist sie auch heute noch von Bedeutung.

1.3 Die Zeit von 1937 bis 1952

Offenbar in der ehrgeizigen Absicht, dem britischen Naturhafen „Scapa Flow“ ein künstliches Gegenstück zur Seite zu stellen, wurden nach 1933 von der Kriegsmarine Pläne entwickelt, nach denen die Hauptinsel Helgoland einschließlich der Düne Kernstücke einer gigantischen künstlichen Insel- und Hafenanlage werden sollten. Abb. 5 zeigt eine Gesamtübersicht dieser auch als „Krebsschere“ oder „Hummerschere“ bezeichneten Anlage, deren Häfen und Reeden die gesamte deutsche Kriegsflotte aufnehmen sollten. Nach KRUMBEIN (1975) wurde bereits 1937 an verschiedenen Stellen mit den Bauarbeiten begonnen, die bis in die Kriegsjahre 1941/1942 mit großer Intensität fortgesetzt, dann aber abgebrochen wurden. Zur gleichen Zeit wurde versucht, den Felsen der Hauptinsel zu einer Seefestung umzugestalten, während auf dem z. T. planierten und durch Aufspülungen stark erweiterten Gelände der Hohen Düne ein Flughafen mit zwei einander kreuzenden Landebahnen gebaut wurde.

Da sowohl die Planungen als auch die Bauausführungen strengster Geheimhaltung unterlagen und zum Kriegsende die meisten Unterlagen verloren gingen oder vernichtet wurden, ist verständlicherweise über den zeitlichen Verlauf dieser einschneidenden Verände-

rungen wenig bekannt. Gleiches gilt für die Schäden durch Luftangriffe, die mit dem schweren Sprengbombenangriff am 18. 4. 1945, also kurz vor Kriegsende, ihren Höhepunkt erreichten. Unter englische Hoheitsaufsicht gestellt, erfolgte dann genau zwei Jahre später, am 18. 4. 1947, die bekannte Großsprengung auf der Hauptinsel. Auch in den folgenden Jahren dienten Insel und Düne als Übungsziel für die britische Luftwaffe. Als sie 1952 wieder der Bundesrepublik Deutschland zurückgegeben wurden, waren die Oberflächen beider Inseln, besonders aber die der Düne, in eindrucksvolle Kraterlandschaften verwandelt worden.

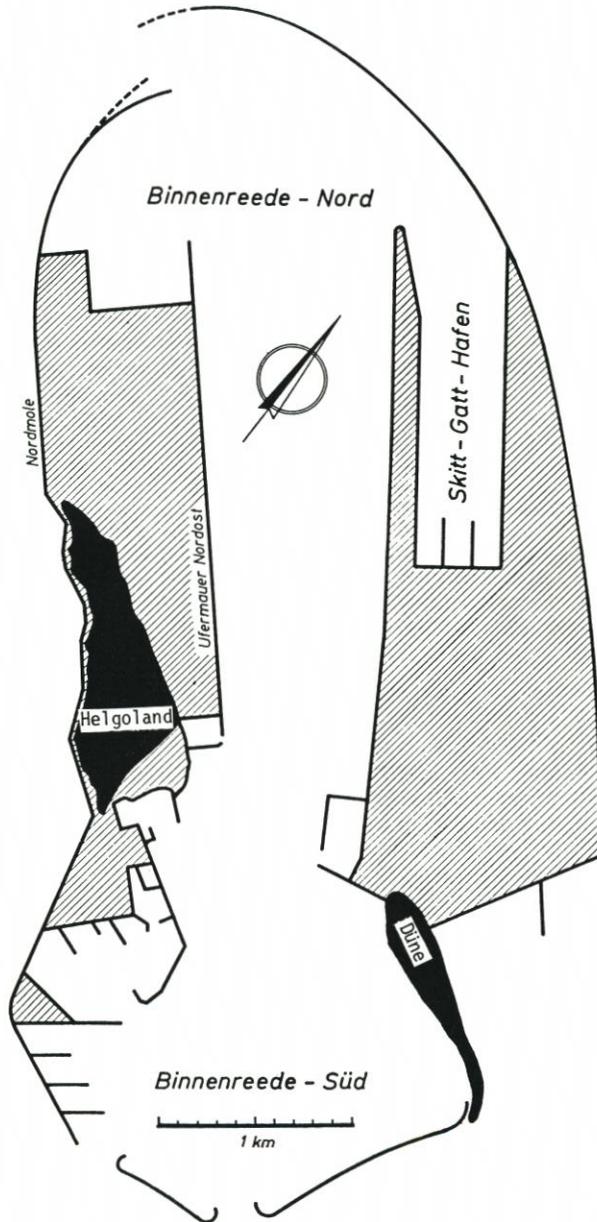


Abb. 5. Die Planungen der Kriegsmarine vor 1939 (aus KRUMBEIN, 1975)

Es kann davon ausgegangen werden, daß zwischen 1942 und 1952 keinerlei Unterhaltungsarbeiten mehr an den Uferschutzanlagen durchgeführt wurden; im Gegenteil wurde die Bausubstanz durch Bombenabwürfe und Sprengungen z. T. zerstört oder beschädigt. Daß von der Sprengung auf der Hauptinsel auch die Düne mittelbar betroffen war, berichtet SEIFERT (1953). Ein Luftbild zeigt zu einem Zeitpunkt 62 Sekunden nach der Zündung eine mehrere Meter hohe Flutwelle, die im spitzen Winkel auf die Aade zuläuft und die mit Sicherheit bleibende Schäden zumindestens an der Düne am Südstrand hinterlassen hat.

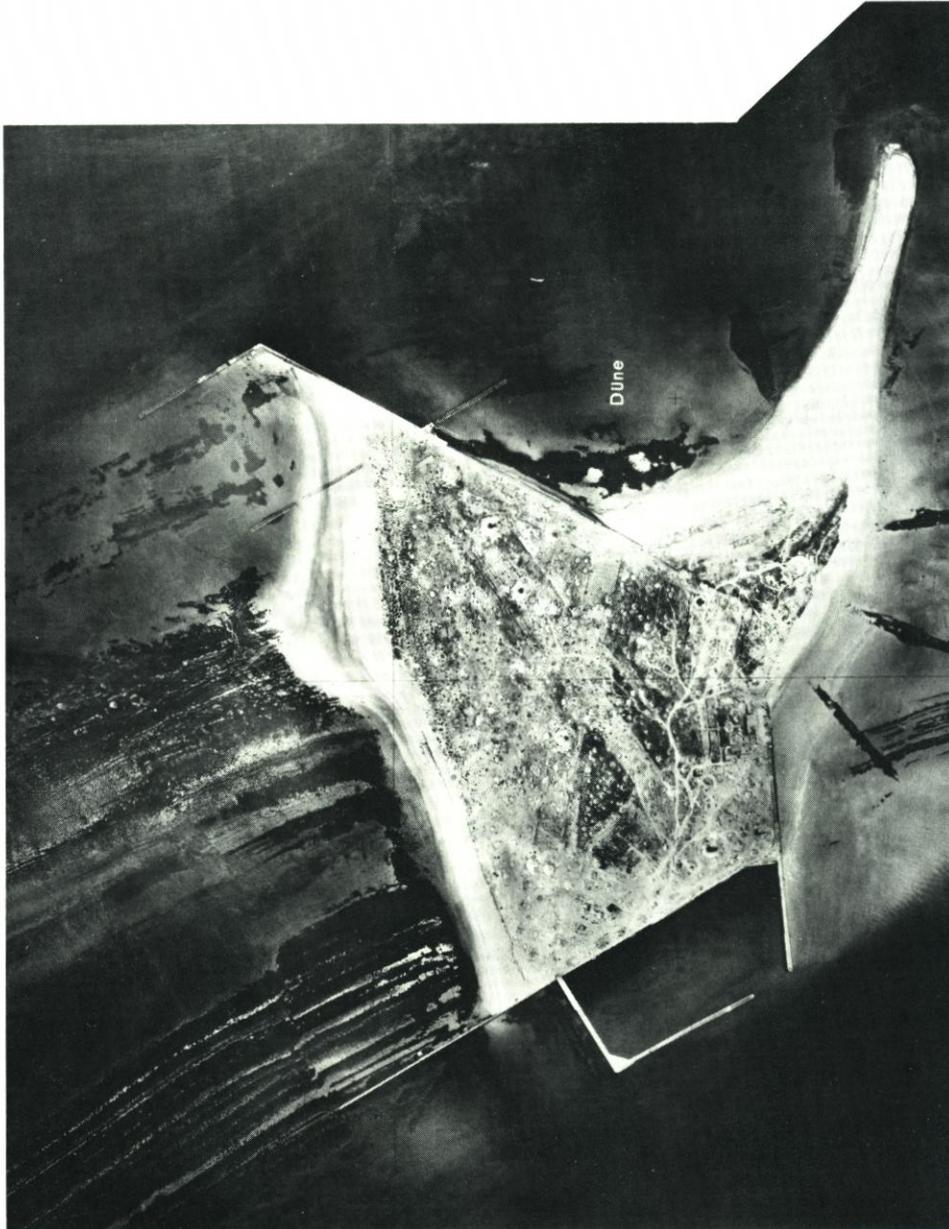


Abb. 6. Luftbild der Düne Helgoland vom 1. 7. 1952

Das Luftbild auf Abb. 6 zeigt die Düne in dem Zustand, wie sie sich kurz nach der Übergabe 1952 befand. Der Vergleich mit Abb. 5 veranschaulicht, wie weit die früheren Planungen verwirklicht werden konnten. Außerdem sind am Südstrand noch Reste des alten Buhnensystems zu erkennen. Ebenso sind noch die Reste der Landebahnen des Militärflughafens auf der erweiterten Hohen Düne sichtbar. Ausschnittsaufnahmen zeigen nicht nur die Dichte der Bombenkrater auf dem Dünengelände selbst, sondern auch Einschläge in den Wasserbereichen; dies gilt besonders für das Gebiet in und um den Dünenhafen. Nur dieser ist vollendet worden (vgl. Abb. 5). Die Dünendämme West und Ost als Grenzen des großflächig geplanten Aufspülungsgeländes nördlich der Düne sind nur in den Anfängen und z. T. lückenhaft vorhanden, desgleichen die anderen Ufersicherungsbauten (Abb. 6).

Vermessungen (vom Lande her) und Peilungen (von See her) sind aus den Kriegsjahren und aus den Nachkriegsjahren bis 1952 nicht bekannt. Das Luftbild von 1952 (Abb. 6) muß daher als Ausgangszustand für die folgenden Entwicklungen angesehen werden.

1.4 Die Entwicklung von 1952 bis 1982

Nach der Übergabe 1952 wurde die erste umfassende Vermessung der Düne und 1954 eine entsprechende Peilung des Seegebietes durchgeführt. Auf Abb. 7 ist diese Aufnahme dargestellt. Eingetragen wurden außerdem diejenigen Flächen der Hohen Düne, die seit 1938 aufgespült worden waren. Es geht aus Abb. 7 hervor, daß nur noch ein geringer Teil dieser

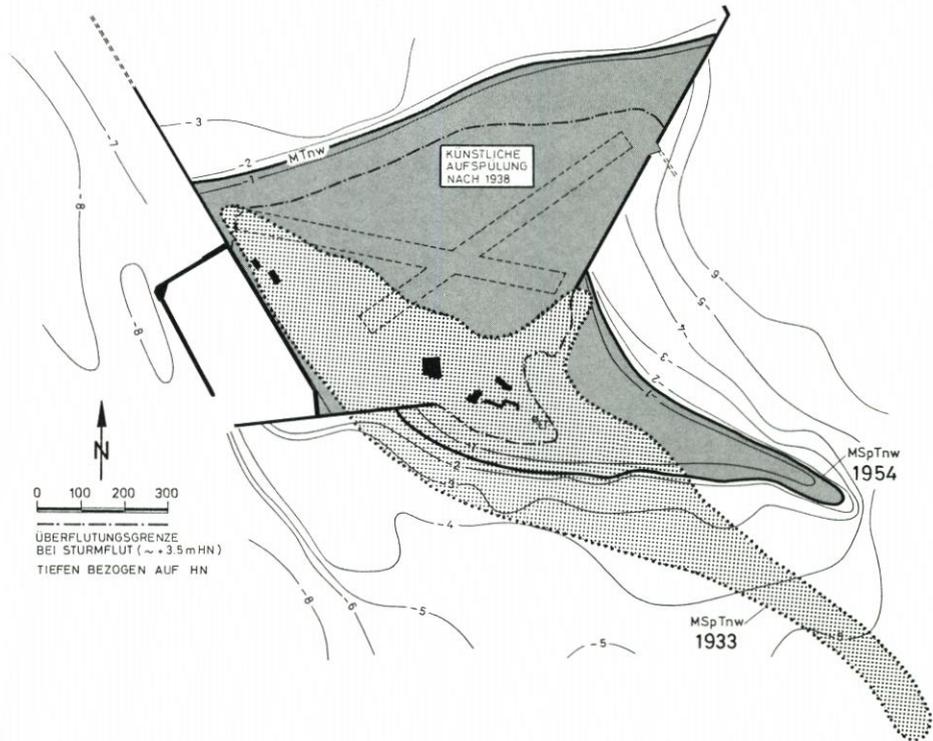


Abb. 7. Ausdehnung der Düne oberhalb MTnw im Sommer 1954 im Vergleich zum Zustand im Jahre 1933

Fläche von der ursprünglichen Düne aus der Vorkriegszeit stammt. Nach SEIFERT (1953) bestand die Düne nach einer ersten Aufmessung von 1952 aus Flächen von 70 ha über MTnw und 60 ha über MThw.

SEIFERT (1953) berichtet weiter, daß starke Rückgänge am Südweststrand schon während der Bauarbeiten am Dünenhafen beobachtet wurden; so soll bereits 1944 der Südweststrand etwa die Lage von 1952 aufgewiesen haben. Zur gleichen Zeit habe sich vor der Nordostmole ein „breiter Streifen Neuland“ aus „sehr geröllreichem Material“ gebildet.

Die Entwicklung von 1952 bis 1982 ist unter Verwendung verschiedener Quellen (Vermessung und Luftbilder) auf Abb. 8 für den Zeitraum 1952 bis 1965 und auf Abb. 9 für den Zeitraum von 1967 bis 1982 dargestellt, wobei der dunkel angelegte Teil der Düne jeweils den hochwasserfreien Bereich und der heller angelegte Teil jeweils den Strandbereich bis zur MTnw-Linie kennzeichnet. Um die Veränderungen der Düne zu veranschaulichen, sind die ehemaligen Landebahnen (Abb. 8) und die derzeitigen Landebahnen des Flughafens auf der Düne (Abb. 9) eingetragen.

Die Aufnahme von 1952 zeigt noch eine langgestreckte Aade und einen breiten Südweststrand. Bekannt ist zu diesem Zeitpunkt bereits hier eine Abbruchzone an der Hohen Düne unmittelbar am östlichen Ende der südlichen Schutzmauer. Der dortige Abbruch kann als beginnende Lee-Erosion gedeutet werden. Der Standort des heute noch vorhandenen Leuchtturmes (erst nach 1952 gebaut) liegt zu diesem Zeitpunkt noch auf der Hohen Düne; das Uferfeuer befindet sich in der Wasserwechselzone zwischen MSpTnw und MSpThw. Der größte Teil der neuen Landebahn (1952 ebenfalls nicht vorhanden) hätte sich etwa auf Höhe des MSpThw unmittelbar am Oststrand befunden (Abb. 8, oben links).

Bereits 1954 (Abb. 8, oben rechts) ist auch ein deutlicher Rückgang des Südstrandes festzustellen; der hier kleiner gewordene Abstand zwischen MSpTnw und MSpThw weist auf einen steileren Strand hin. Die Aufnahme von 1955 zeigt vor allem eine nennenswerte nördliche Verlagerung der Aade, deren Länge dabei aber noch annähernd gleich geblieben ist. Wie instabil dieser durch Tide- und Wellenwirkungen gleichermaßen geformte Haken aus Geröll und Sand ist, geht aus der Gegenüberstellung mit dem Jahr 1956 hervor, wo die Aade wieder beachtlich nach Süden gewandert ist. Weiterhin hat sich zu diesem Zeitpunkt eine ausgeprägte Lee-Erosion am östlichen Ende der Südmauer ausgebildet. Der Ort des Unterfeuers ist inzwischen von der MSpTnw-Linie erreicht worden. Die Verbreiterung des Oststrandes geht aus dieser Aufnahme ebenfalls hervor.

Fast vier Jahre später, im Jahre 1960, ist dieser Prozeß der Aade-Verlandung nach Süden weiter fortgeschritten; vor allem aber fällt dabei die extrem südliche Abknickung der Aade auf, die hier in der Jahresreihe 1952 bis 1982 ihre südlichste Lage erreicht. Nach dem Abbruch der Südmole des Dünenhafens (1954 bis 1955) hat sich oberhalb MTnw ein kleiner Sandhaken in den Dünenhafen geschoben. Im übrigen sind die Erosion des Südstrandes und die Verbreiterung des Oststrandes zwar weiter fortgeschritten, jedoch in geringerem Maße als in den vergleichbaren Zeiten vor 1956.

Zwischen der Aufnahme von 1960 und der von 1965 liegt die Februarsturmflut 1962, die vor allem an der Hohen Düne erhebliche Abbrüche hervorgerufen hat. Der Leuchtturm befindet sich jetzt auf dem Strand oberhalb der MThw-Linie (bei der Vermessung von 1965 nicht aufgenommen), das Unterfeuer liegt unterhalb der MSpTnw-Linie. Die Aade ist wieder nach Norden zurückgeschwenkt und hat dabei erheblich an Länge verloren. Die gleichzeitige Verbreiterung und Erhöhung des Oststrandes schreitet fort.

Bereits nach dem ersten Bauabschnitt der Tetrapodenbühne (1965) an der Ecke zwischen dem Südweststrand und der landseitigen Kaje des Dünenhafens stellen sich erhebliche Veränderungen am Südstrand ein. Die Gegenüberstellung der Aufnahmen von 1965 (Abb. 8)

und 1967 (Abb. 9, oben) ergibt zwar eine Strandverbreiterung am Südweststrand in unmittelbarer Nähe der Buhne, aber auch einen kräftigen Rückgang des übrigen Südstrandes, der mit einer gleichzeitigen nördlichen Verlagerung der Aadespitze um etwa 100 m verbunden ist.

Die Tetrapodenbuhne wurde 1968 weiter ostwärts in die See hinaus verlängert. Die

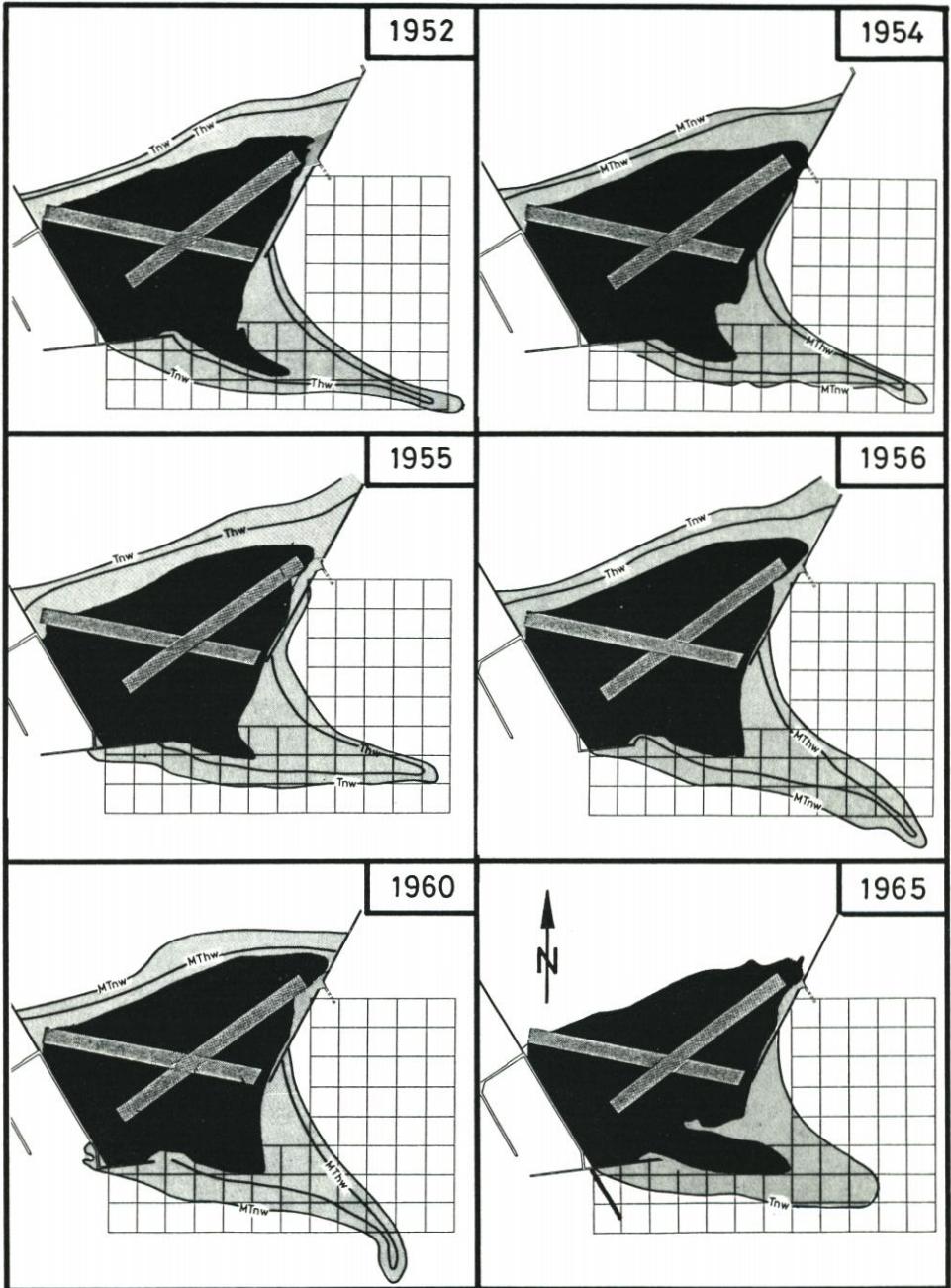


Abb. 8. Gesamtentwicklung der Düne in den Jahren 1952 bis 1965

Verbreiterung des Südweststrandes im unmittelbaren Bühnenbereich wird dadurch weiter begünstigt. Die Aufnahme von 1971 (Abb. 9) weist zwar gegenüber 1967 keine wesentliche Veränderung in der Lage und Größe der Aade auf, dagegen tritt aber sehr stark der Rückgang des Strandes im Bereich östlich des Dünenrestaurants hervor. Der Leuchtturm wurde nämlich

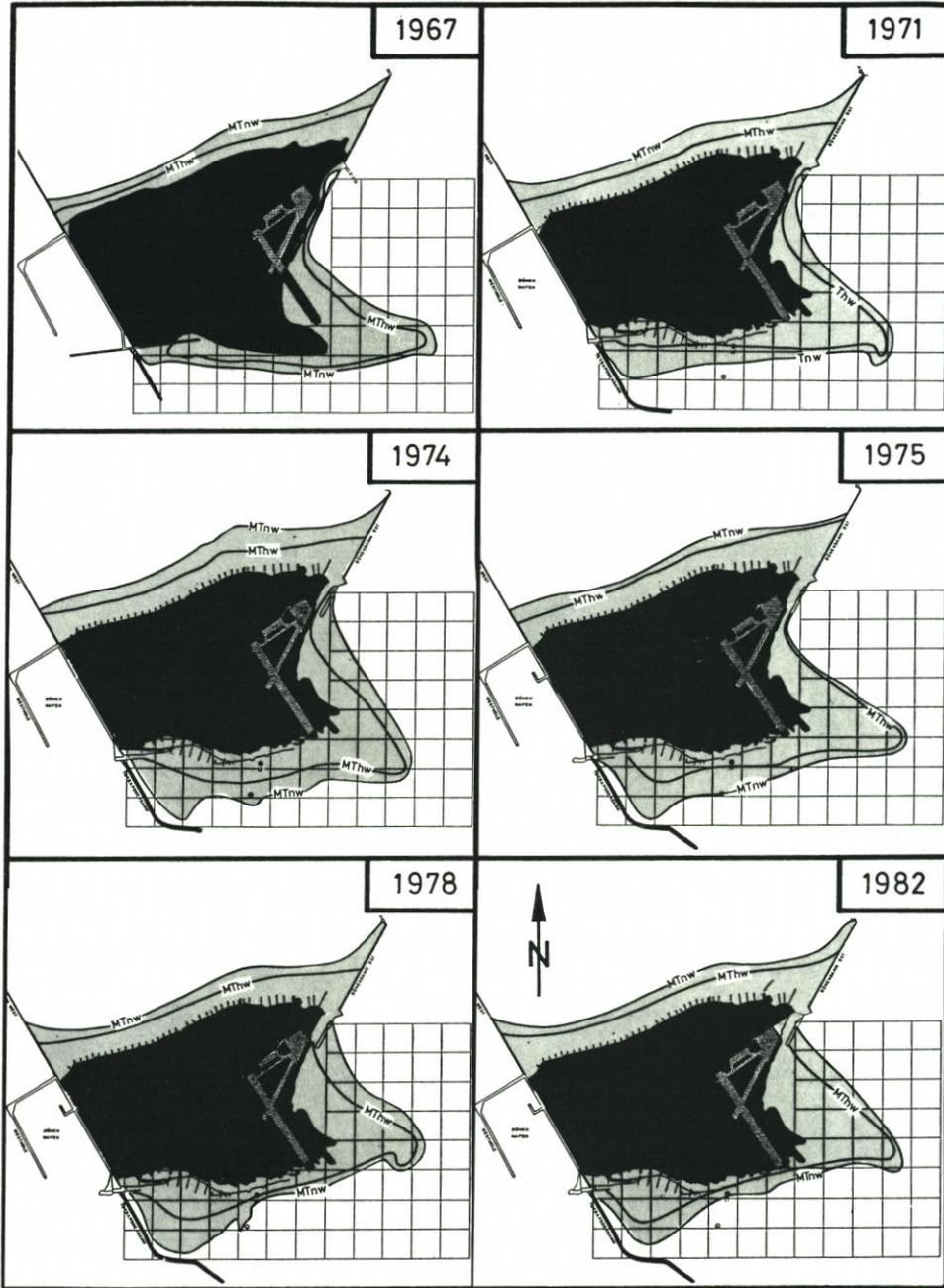


Abb. 9. Gesamtentwicklung der Düne in den Jahren 1967 bis 1982

inzwischen von der MSpThw-Linie im Unterwasserstrandbereich erreicht. Das Unterfeuer befindet sich mehr als 50 m von der MSpTnw-Linie entfernt. Auch das Ende der Landebahn rückt in die Nähe der MSpThw-Linie. Der Südstrand ist jetzt (1971) fast genau in die West-Ost-Richtung orientiert.

Die zahlreichen Herbststurmfluten 1973 brachten wiederum erhebliche Dünenabbrüche mit sich. Die kurz danach vorgenommene Aufnahme von Mai 1974 (Abb. 10, oben rechts) zeigt außer einem geringen Rückgang und einer starken Verformung der Aade (was aber durchaus im Rahmen einer normalen jahreszeitlichen Änderung liegen kann) jedoch keine wesentlichen Veränderungen der Strandlinien für MTnw und MThw auf. Die Niedrigwasserlinie war gegenüber 1971 sogar etwas seewärts zurückgeschwenkt. Besonders auffällig ist aber eine offensichtlich fortschreitende Verbreiterung des Oststrandes in den Jahren von 1971 bis 1974.

Im Sommer 1974 fand auf fast der ganzen Länge des Südstrandes eine Strandaufspülung mit rd. 240 000 m³ statt. Unmittelbar nach dieser Maßnahme wurde im August 1974 eine neue Vermessung durchgeführt, deren Ergebnis auf Abb. 9 und 10 (unten links) dargestellt ist. Besonders im Mittelbereich des Südstrandes vor dem Dünenrestaurant ist diese künstliche Strandverbreiterung erkennbar. Der Leuchtturm befindet sich wieder, wie zuletzt 1967, oberhalb der MThw-Linie.

Obwohl außerdem im Jahre 1974 die Tetrapodenbuhne weiter nach Südosten verlängert wurde (Abb. 11), war die Wirkung der Strandaufspülung nur von kurzer Dauer, wie aus der Aufnahme von Juli 1975 (Abb. 9) hervorgeht. Obwohl im Winter 1974/1975 keine nennenswerten Sturmfluten auftraten, sind im Mittelabschnitt des Südstrandes fast genau wieder die Strandlinien von Mai 1974, also wie vor der Aufspülung (Abb. 10, oben rechts), erreicht. Bei diesem Vergleich fällt aber außerdem auf, daß trotz der Aufspülung die Strandlinien östlich der Landebahn deutlich zwischen Mai 1974 und Juli 1975 zurückgegangen sind, was auf eine verstärkte Lee-Erosion infolge der verlängerten Tetrapodenbuhne hinweist.

Zwischen der Aufnahme von 1975 und der von 1978 (Abb. 9) liegen die schweren Januarsturmfluten 1976, die mit den Sturmfluten vom 3. 1. 1976 und vom 21. 1. 1976 die höchsten Wasserstände bei Helgoland nach 1962 erbrachten und entsprechende Dünenverluste verursachten. Es ist bedauerlich, daß keine Vermessung unmittelbar nach diesen Sturmfluten von 1976 zur Verfügung steht. Es kann daher nicht der Einfluß dieser Ereignisse von der langzeitigen Entwicklung zwischen 1975 und 1978 getrennt betrachtet werden. Für den östlichen Teil des Südstrandes gilt aber, daß sich der bereits zwischen 1974 und 1975 erkennbare Trend stetig fortgesetzt hat. Am Dünenrestaurant dagegen sind die MTnw- und die MThw-Linien bemerkenswert ortsfest geblieben; gleiches gilt für den unmittelbar an der Buhne anschließenden Südweststrand.

Auf eine Erscheinung soll an dieser Stelle besonders hingewiesen werden: Seit 1974 (Abb. 9) ist zwischen der Tetrapodenbuhne und der höftartig vorspringenden Niedrigwasserlinie eine sehr lagestabile Rinne festzustellen, deren Existenz auf örtliche, sich parallel zum Leehang der Buhne erstreckende Erosionswirkungen hinweist. Inwieweit diese vorwiegend durch die Durchlässigkeit der Tetrapodenpackungen und/oder durch Wellenüberschlag (hierauf wird noch einzugehen sein) bedingt sind, kann ohne eingehende Untersuchungen nicht gesagt werden. Jedenfalls ist die Rinne auch auf der letzten zur Verfügung stehenden Vermessung von 1982 (Abb. 9) in nahezu unveränderter Form und Lage erhalten geblieben.

Aus dieser letzten Vermessung von August 1982 geht hervor, daß sich in den vier Jahren nach 1978, in denen die sehr schwere Sturmflut vom 24. 11. 1981 mit ihren Folgen für die Düne liegt, die seit 1974 erkennbare Entwicklung konsequent fortgesetzt hat, besonders was den östlichen Teil des Südstrandes anbelangt. Von entscheidender Bedeutung ist aber, daß das

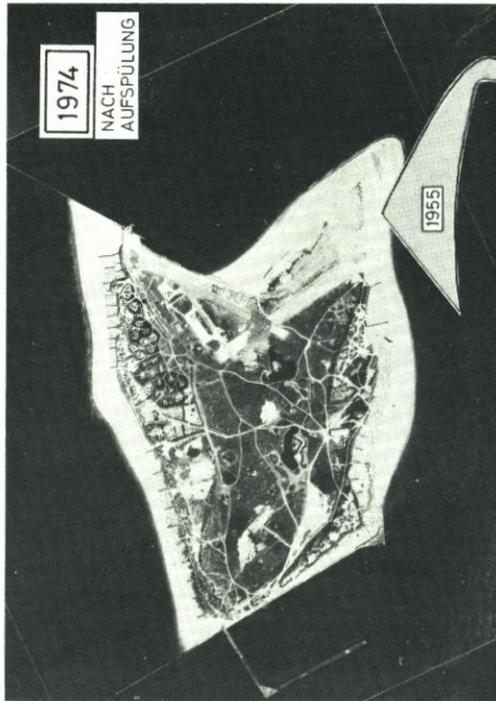
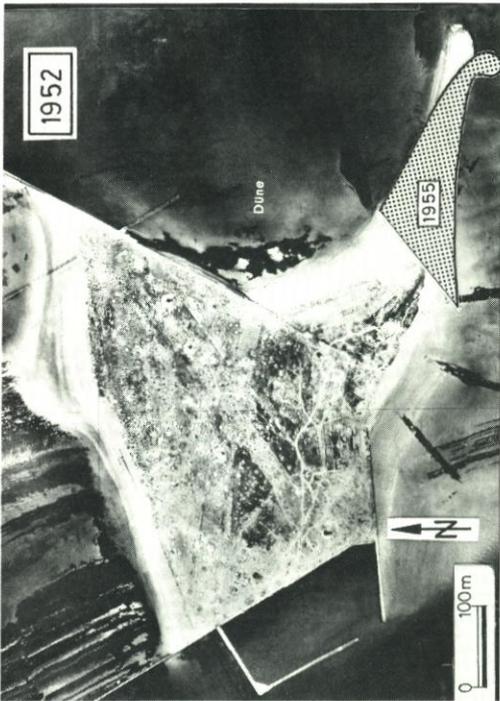
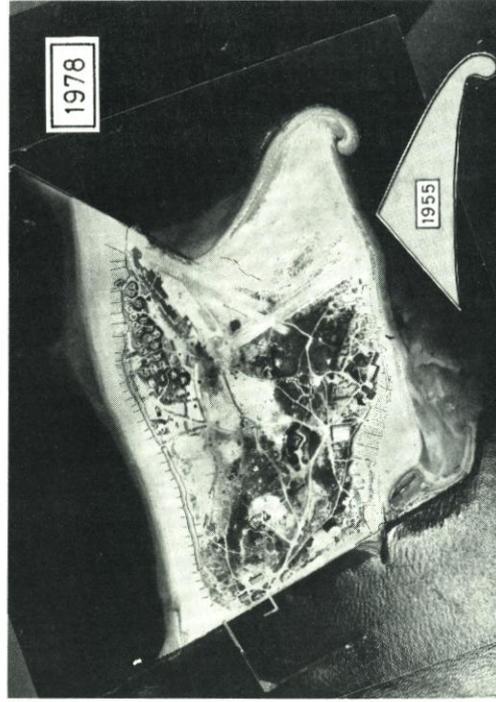
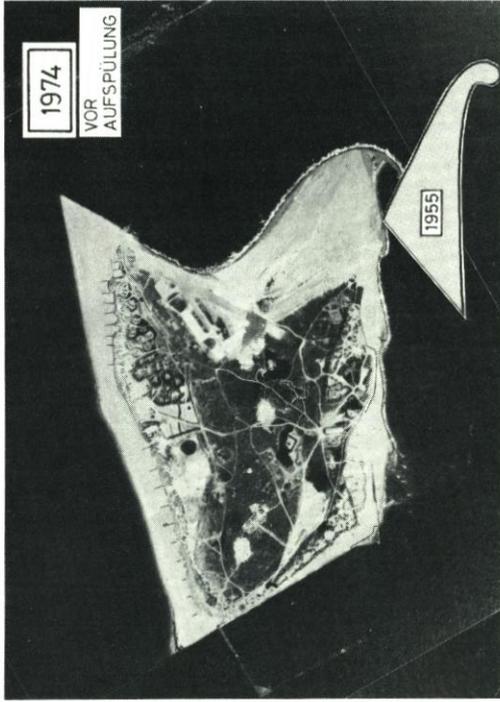


Abb. 10. Lage der Aade in den Jahren 1952, 1974 (vor und nach der Aufspülung) und 1978 im Vergleich zu dem Zustand von 1955

Südende der Landebahn bereits seit 1979 (beginnende Schäden durch Unterspülung des Landebahnkopfes) in die unmittelbare Nähe der MThw-Linie gerückt ist und damit bereits bei nur geringfügig erhöhten Wasserständen in der Art eines Bühnenkopfes wirkt. Seit dem Frühjahr 1983, wo zum Schutz des Südendes der Landebahn in deren Verlängerung eine etwa 60 m lange Tetrapodenbuhne errichtet wurde, gilt dieses natürlich um so mehr. Auf diese Veränderungen wird noch bei der speziellen Behandlung der Entwicklung des Südstrandes

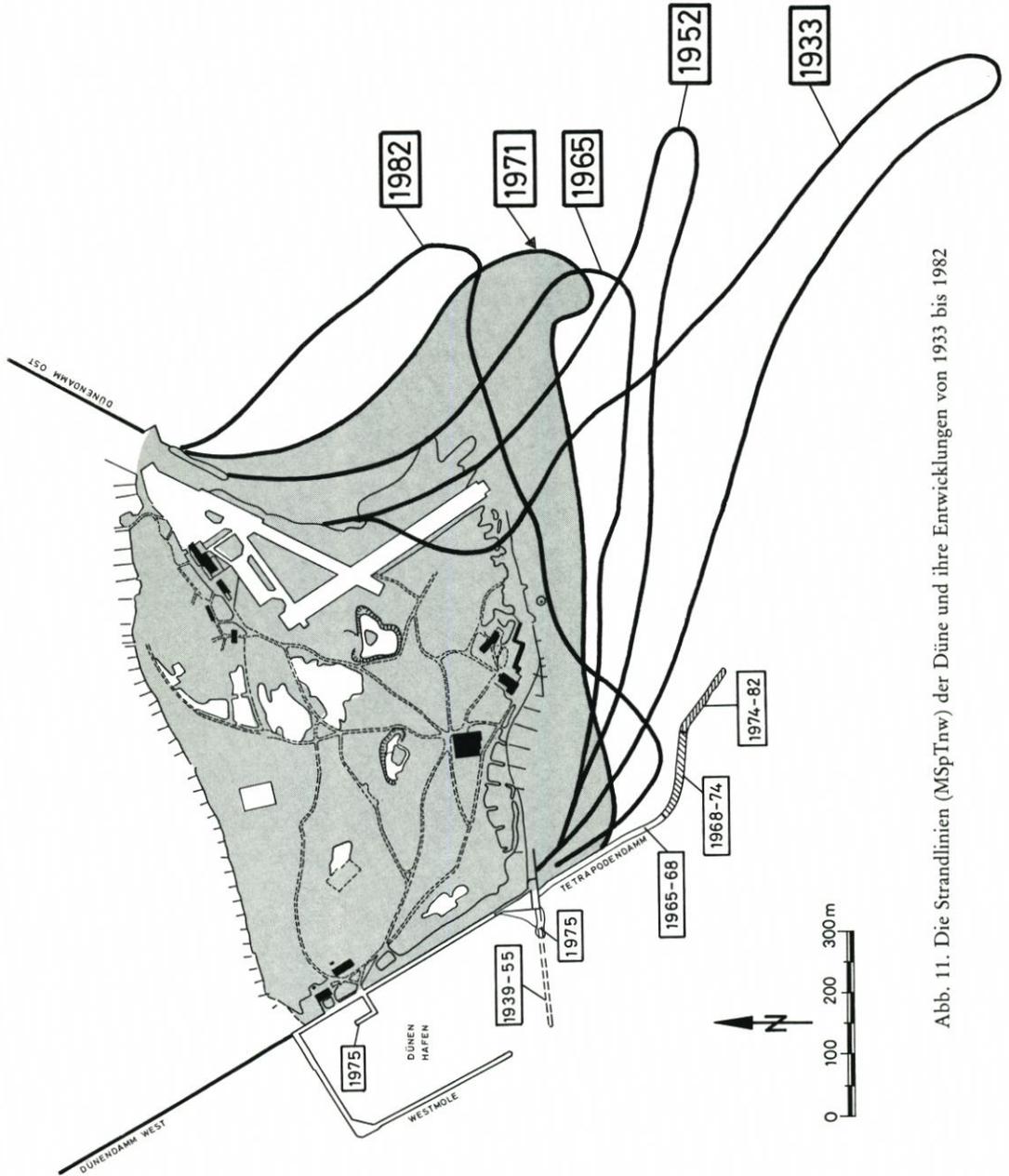


Abb. 11. Die Strandlinien (M_{Sp}T_{nw}) der Düne und ihre Entwicklungen von 1933 bis 1982

eingegangen werden, ebenso auf die Folgen für die zukünftig zu erwartenden Veränderungen dieses Strandbereiches.

Der Strandrückgang ist auch in der Mitte des Südstrandes deutlich; der Leuchtturm befindet sich 1982 wieder nahe der MThw-Linie, das Unterfeuer ungefähr 100 m von der Niedrigwasserlinie entfernt.

Die Gesamtentwicklung der Düne von 1952 bis 1978 kann auch aus Luftbildern ersehen werden. So sind auf Abb. 10 die Zustände von 1952, 1974 (vor der Aufspülung), 1974 (nach der Aufspülung) und der von 1978 einander gegenübergestellt, wobei die Lage der Aade im Jahre 1955 zum Vergleich in alle Luftbilder eingetragen wurde.

Die Entwicklung der Düne von 1952 bis 1982 kann für die einzelnen Strandbereiche wie folgt zusammengefaßt werden:

S ü d s t r a n d :

- ständige Verschwenkung der Strandlinien von einer südöstlichen (1952) in eine nach Nordosten neigende Richtung (1982)
- ständige Verkürzung und Abflachung der Aade bei stetiger Verlagerung nach Norden
- Dünenabbrüche bei Sturmfluten als Folge der Strandverlagerungen

O s t s t r a n d :

- ständige Verbreiterung durch Anwachs in nordöstlicher Richtung
- auffallende Richtungsstabilität der Strandlinie in Richtung Nordwest-Südost

N o r d s t r a n d :

- weitgehende Lagestabilität der Strandlinien
- Dünenabbrüche nur bei Sturmfluten

W e s t s e i t e :

- Uferlinie durch Bauwerke festgelegt, Veränderungen nur durch künstliche Eingriffe

Die Besonderheiten der Entwicklungen dieser einzelnen Strand- bzw. Uferabschnitte werden noch im einzelnen behandelt werden. Als abschließende Übersicht sind auf Abb. 11 noch einmal die Umriss der Düne auf der MSpTnw-Linie für den Zeitraum von 1933 bis 1982 mit kennzeichnenden Zwischenzuständen (von 1952, 1965 und 1971) einander überlagert worden. Deutlich ist hieraus zu erkennen, daß mit dem Abbruch am Südstrand der Anwachs am Oststrand einhergeht. Wie eingehende Vermessungen und Auswertungen der *Bundesanstalt für Wasserbau* (ROHDE u. FAHSE, 1972) gezeigt haben, sind die Flächenverluste am Südstrand den Flächengewinnen am Oststrand ungefähr gleich.

1.5 Der Zustand von 1982

Der Zustand der Düne im Jahre 1982 ist keinesfalls als Endzustand der beschriebenen Entwicklung zu werten. Er wird hier nur deshalb besonders hervorgehoben, weil die Aufmaße von 1982 als Ausgangspunkt für zukünftige Planungen anzusehen sind.

Für den Südstrand stellt diese Bestandsaufnahme allerdings einen Zeitpunkt dar, in dem die bisherige Entwicklung durch das Eintreten neuer Umstände verändert wird. Dieses wird dadurch bewirkt, daß, wie bereits erwähnt, die Hochwasserlinie inzwischen den Kopf der Landebahn erreicht hat. Zwar war bereits bei früheren Sturmfluten (besonders 1979 und 1981, als auch entsprechende Schäden eintraten) das südliche Ende der Landebahn von dem Wellenangriff erfaßt worden, im täglichen Tidegeschehen trat die Landebahn aber noch nicht in Erscheinung. Dieses ist aber etwa seit 1982 der Fall.

Abb. 12 zeigt eine Luftaufnahme der Düne vom Sommer 1982, Abb. 13 das Ergebnis einer umfassenden Vermessung und Peilung der Düne und des vorgelagerten Seegrundes, die

ebenfalls im August 1982 vorgenommen wurden. Aus beiden Abbildungen geht hervor, daß der Kopf der Landebahn im Begriff ist, wie ein breiter Bühnenkopf in das Strandgeschehen einzugreifen, wie es auch deutlich aus den Höhenlinien auf Abb. 13 zu ersehen ist.

Die Folgen waren zunächst am Landebahnkopf selbst zu merken. Die Schäden von 1979 und 1981 wurden bereits erwähnt, sie wurden jeweils lokal behoben. Bereits 1982 war jedoch zu erkennen, daß eine nur örtliche Verteidigung des Landebahnkopfes gegen die mit dem Strandrückgang immer mehr zunehmende Kraft der Wellen auf längere Sicht keine Lösung sein konnte. Dies führte als erste Sofortmaßnahme zum Bau einer rd. 60 m langen Tetrapodenbühne in Verlängerung der Landebahn in den Jahren 1982 und 1983.

Durch diese Maßnahme ist aber die bereits bestehende Störung in der Strandentwicklung drastisch vergrößert worden. Zu diesem Zeitpunkt wurde deutlich, daß weitere Maßnahmen nur von einem Konzept ausgehen können, das sowohl das Problem der Landebahn als auch die Probleme der weiteren Entwicklung des Südstrandes gleichermaßen berücksichtigt.

2. Die Düne in ihrer Wechselwirkung mit den angreifenden Kräften

2.1 Tide und tideerzeugte Strömungen

Der Pegel Helgoland, der noch nicht geodätisch an das Festland angeschlossen ist und der daher einen eigenen Bezugshorizont hat (dessen Pegelnull als HN - 5,0 m etwa NN - 4,70 m entspricht), weist für die Jahresreihe 1971/1980 folgende Hauptwerte auf (nach: DEUTSCHES GEWÄSSERKUNDLICHES JAHRBUCH, 1981):

$$M_{SpTnw} = HN - 1,75 \text{ m}$$

$$M_{Tnw} = HN - 1,57 \text{ m}$$

$$M_{Thw} = HN + 0,78 \text{ m}$$

$$M_{SpThw} = HN + 0,87 \text{ m}$$

Der mittlere Tidehub beträgt damit 2,35 m. Es ist weiter zu ersehen, daß die Unterschiede von M_{SpTnw} und M_{Tnw} bzw. M_{SpThw} und M_{Thw} nur gering sind, so daß bei der Auftragung von Tiefenlinien diese Unterschiede meist von untergeordneter Bedeutung bleiben.

Die höchste bisher gemessene Sturmflut war die vom 16. 2. 1962, die am Pegel Helgoland einen Wasserstand von HN + 3,60 m erzeugte. Es folgen die Januarsturmfluten 1976 mit HN + 3,44 m (21. 1. 1976) und HN + 3,40 m (3. 1. 1976); auf weitere Sturmfluten wird noch in einem besonderen Abschnitt (2.3) eingegangen.

Die vorherrschenden Tideströmungen verlaufen zwischen der Hauptinsel und der Düne (Nord- und Südreede) in südöstlicher Richtung als Flutstrom und in nordwestlicher Richtung als Ebbstrom, wobei der Flutstrom stärker als der Ebbstrom ist. Dauerstrommessungen, die 1956 von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt wurden, ergaben maximale Flutstromgeschwindigkeiten von 0,83 m/s und maximale Ebbstromgeschwindigkeiten von 0,74 m/s; die mittleren Werte liegen entsprechend niedriger.

Diese Strömungsgeschwindigkeiten reichen aus, um eine Sandbewegung auszulösen, deren resultierende Richtung entsprechend der größeren Flutstromgeschwindigkeit nach Südosten gerichtet ist. Diese Sandbewegung ist schon von BAHR (1939) erwähnt worden; sie ist für die Düne vor den Marinebauten des Zweiten Weltkrieges von ungleich größerer Bedeutung gewesen als danach. Die Entwicklung der Düne nach BAHR (vgl. Abb. 4) zeigt deutlich eine Angleichung der Längsachse und der Uferlinien an die vorherrschenden Strömungsrichtungen.



Abb. 12. Luftbild der Düne Helgoland vom Sommer 1982

Es ist aber nicht zulässig, einen stetigen Sandstrom durch die Reeden anzunehmen. Abgesehen davon, daß die genaue Herkunft des Sandes aus den nordwestlichen Klippenfeldern noch nicht geklärt ist, weisen diese Bereiche durch die steilfallenden Schichtungen und die dadurch bewirkten Systeme von Graten und Rinnen in meist nordwestlicher Richtung (vgl. Abb. 1) Besonderheiten dadurch auf, daß sich bei normalen Wetterverhältnissen die beweglichen Feststoffe in den Rinnen sammeln, in denen sich dann ein Gemisch aus Geröll (oft mit Fossilien), rezentem Molluskenschill sowie aus Sand und Kies befindet. Diese Rinnen wirken bei normalen Strömungsverhältnissen wie Sedimentfallen. Hinzu kommt, daß sich auf dem Felsuntergrund ein z. T. reicher Bewuchs, z. B. in Form von Tangfeldern, befindet, der ebenfalls Ablagerungen begünstigt. Zu einem wesentlichen Sedimenttransport kann es nur dann kommen, wenn sich den normalen Tideströmungen die Orbitalströmungen höherer Wellen überlagern; begünstigt durch die Richtung der Rinnen, ist dieses besonders bei Wellen aus Nordwest der Fall. So wird vorwiegend bei Starkwind- und Sturmweyerlagen aus Nordwest das Sediment aus den Klippenfeldern ausgetragen und kann dann bei Flutstrom in den Bereich der Düne gelangen. Quantitative Untersuchungen über diesen Feststofftransport sind bisher noch nicht durchgeführt worden und dürften auch sehr schwierig sein.

Durch die Bauten der Kriegsmarine vor und während des Zweiten Weltkrieges sind die Tideverhältnisse einschneidend verändert worden. Trotz des sternförmigen Buhnsystems (Abb. 4) ist anzunehmen, daß vorher der Sedimentstrom – wenn auch in unterschiedlicher Stärke – zu beiden Seiten der Düne deren Ufern folgte. Untersuchungen über die Geröllwanderungen von VOELCKER (1936) sprechen dafür. Durch die Dünendämme West und Ost wurde aber der Nordstrand den Tideströmungen weitgehend entzogen. Die Entwicklung des Oststrandes (vgl. Abb. 8 und 9) zeigt, daß von den Tideströmungen hier nur noch der Ebbstrom wirksam ist. Durch die Süd- und Nordreede können zwar noch Flut- und Ebbstrom weiterhin fließen, doch wurde der Durchflußquerschnitt durch den Bau des

Dünenhafens eingengt. Von weitaus größerer Bedeutung für den Sedimenttransport ist aber die Tatsache, daß durch den Dünenhafen der mit dem Flutstrom nach Südosten treibende Sedimentstrom in tieferes Wasser abgelenkt wird und damit der Düne weitgehend verlorengeht. Dies führte nach 1952 zu dem Plan, den Dünenhafen gänzlich abzureißen (vgl. Sonderentwurf Nr. 13 vom 25. 3. 1954 der Hafenaufbauabteilung Helgoland des WSA Tönning).

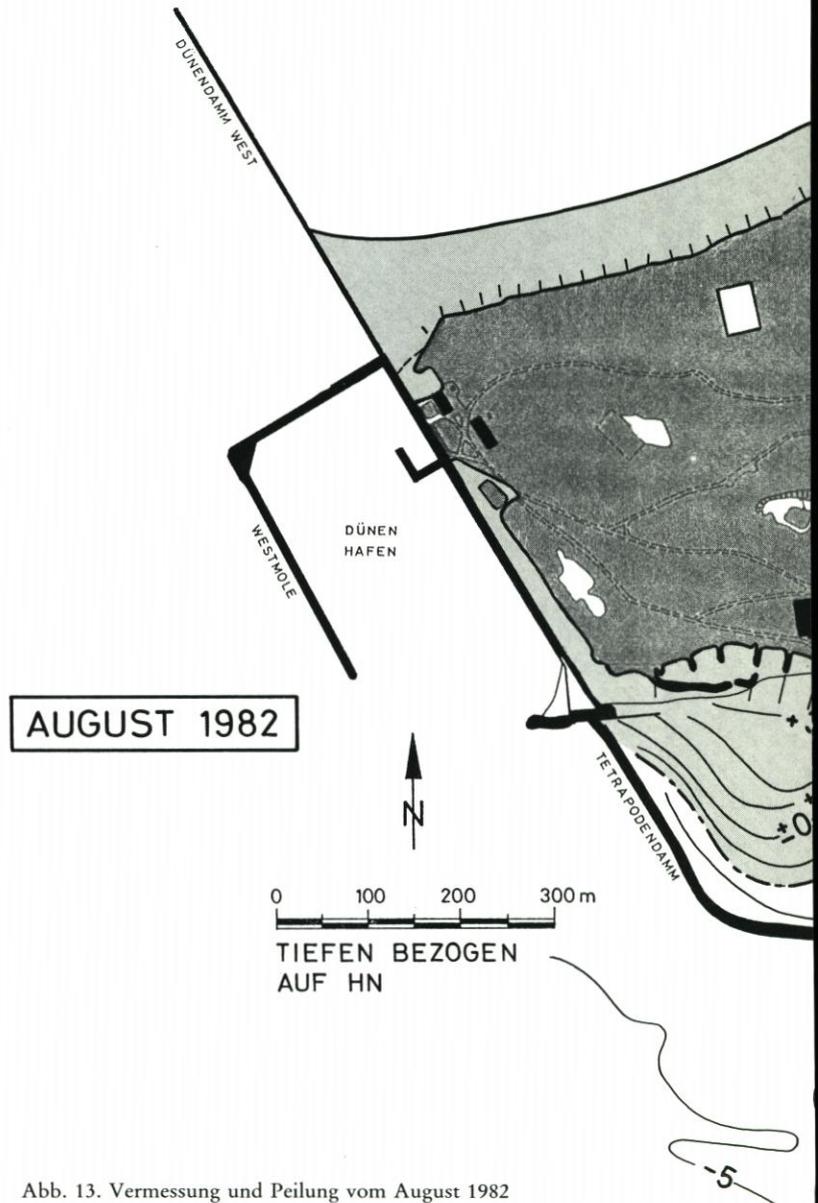
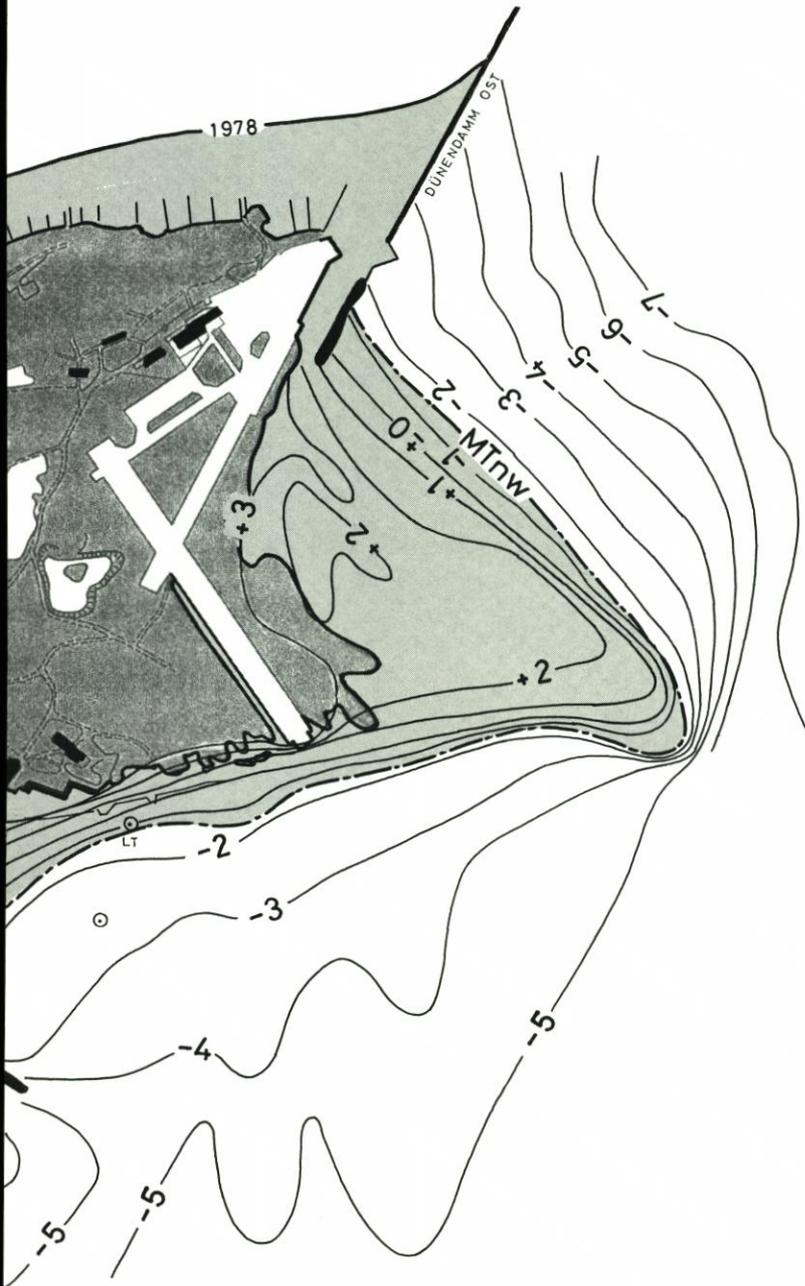


Abb. 13. Vermessung und Peilung vom August 1982

Es wurde aber anschließend nur die Südmole abgebrochen, wodurch jedoch die Tideverhältnisse nicht entscheidend verändert wurden.

Daß 1952 noch ein gewisser Sandstrom aus der Südreede in südöstlicher Richtung zum Aadebrunn vor dem Südstrand vorhanden war, zeigen die Großriffelfelder auf Abb. 14 (Ausschnitt aus Abb. 6). Nach Entfernung der Südmole traten dann auch Sandeintreibungen



im Dünenhafen auf, wie es aus einer Luftaufnahme aus dem Jahre 1963 zu erkennen ist (Abb. 15). Hier sind südlich des Dünenhafens langgestreckte Sandablagerungen zu erkennen, die bei Ebbstrom und bei geeigneten Wellenangriffsrichtungen dann teilweise in den Hafen gelangen.

Ob und in welchem Maße der durch die Reede schubweise auftretende Sedimenttransport auch über den Aadebrunn auf den Südstrand gelangt ist, kann nachträglich nicht mehr festgestellt werden. Die Entwicklung des Südstrandes nach 1952 läßt aber erkennen, daß es sich nicht um Beträge gehandelt haben kann, die eine wirksame Ernährung dieses Strandgebietes gewährleisten konnten. Deshalb wurde der Bau der Tetrapodenbuhne (ab 1965, s. Abb. 11) begonnen. Durch diese Buhne wurde natürlich eine mögliche Sandzufuhr aus der Südreede noch weitgehender unterbunden.

Die Tideströmungen vor dem Südstrand sind komplizierter als die an anderen Strandabschnitten. Messungen des WSA Tönning ergaben Strömungsgeschwindigkeiten bis 0,6 m/s (nach ROHDE u. FAHSE, 1973). Dieses wurde durch neuere Messungen von PRACK (1982)

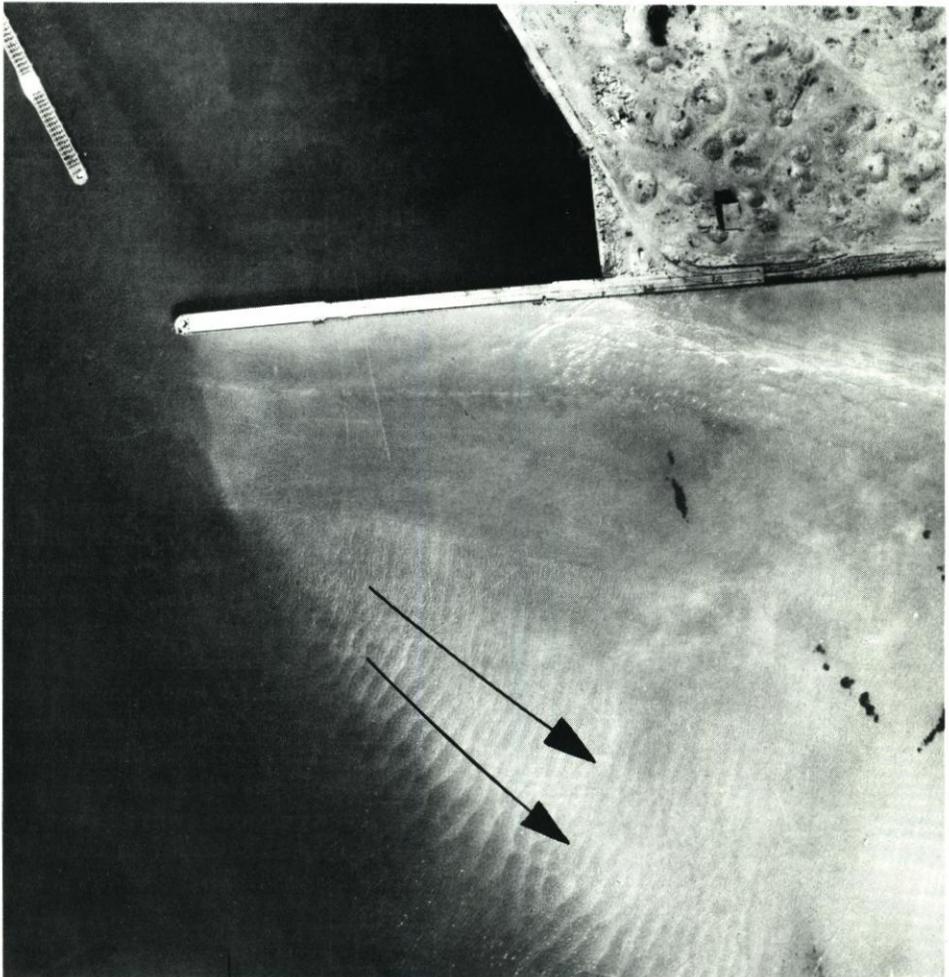


Abb. 14. Sandwanderung in Großriffeln südlich der Südmoles des Binnenhafens

bestätigt, die maximale Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten von 0,65 m/s erbrachten. Wichtig ist dabei das Ergebnis, daß sowohl Flut- als auch Ebbstrom am Südstrand in westlicher Richtung verlaufen, was durch eine großräumige Walzenströmung bei Flutstrom erklärt wird.

2.2 Wellen und wellenerzeugte Strömungen

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, liegt die Düne Helgoland bei den vorherrschenden Starkwindlagen aus westlichen Richtungen im Lee der Hauptinsel und ihrer künstlichen Fortsetzungen im Norden (Nordmole) und Süden (Hafenanlagen). Dennoch wird auch bei diesen Windlagen die Düne von Wellen angegriffen, die durch Diffraktion (Wellenbeugung in kreisförmigen Bahnen um ein Hindernis) um die Hauptinsel gelangen und auf ansteigendem Seegrund außerdem noch der Refraktion (Wellenbeugung durch abnehmende Wassertiefe) unterworfen sind. Bei nordwestlichen Winden wird dagegen der Nordstrand unmittelbar vom anlaufenden Seegang getroffen. Bei dieser Windlage verläuft auch ein beachtlicher Seegang durch die Nord- und Südreede und gelangt danach durch Diffraktion wieder an den Südstrand der Düne, so daß sich komplizierte Überlagerungsbilder ergeben können. Wo auf den Klippenfeldern die Wassertiefen so gering werden, daß sie in die Größenordnung der Wellenhöhen gelangen, treten außerdem noch Brandungszonen auf.

Diffraktionen und Refraktionen lassen sich zwar mit den modernen Hilfsmitteln der heutigen Elektronenrechner durchaus berechnen, doch ist gerade der Seegrund um Helgoland denkbar schlecht für die Anwendung solcher Rechenverfahren geeignet, weil er eine außeror-



Abb. 15. Verlandung des Zufahrtbereiches zum Dünenhafen im Jahre 1963 (Foto: Deutsche Luftbild GmbH, Hamburg)

dentlich reichgegliederte Morphologie aus Rinnen und Graten aufweist und daher für die Eingabe der Randbedingungen erhebliche Programmierarbeit und Speicherkapazität verlangt. Die bekannten graphischen Verfahren müssen dagegen mit vereinfachenden Annahmen auskommen.

Die Anwendung dieser Verfahren liefert aber schon für den Südstrand der Düne ein Ergebnis, das auch aus Beobachtungen bestätigt wird; es wird nämlich bei allen ankommenden Wellen aus Südwest bis Nordwest der Seegang im Süden der Hauptinsel beim Durchlaufen der Südreede durch Diffraktionen derart eingebeugt, daß seine Anlaufrichtung auf den Südstrand immer nahezu Südwest ist. Ähnliches gilt für den Seegang, der aus der Nordreede bei Nordwestwind an die Südseite der Düne gelangt. Im unmittelbaren Bereich der Tetrapodenbühne wird zwar durch weitere Diffraktionen der Seegang so eingebeugt, daß er dort nahezu senkrecht auf den Strand trifft, die Wirksamkeit der bestehenden Bühne ist aber, wie noch gezeigt wird, beschränkt und läßt bei höheren Wasserständen schnell nach.

Dieser sogenannte „Gleichrichtereffekt“ wird aus der Luftaufnahme auf Abb. 16 deutlich, die während einer Sturmflut am 19. 11. 1982 bei einer Windrichtung aus West aufgenommen wurde. Auf dem unteren Foto sind die Wellenkämme nachgezeichnet, aus denen die Wellenangriffsrichtung aus Südwest für den größten Teil des Südstrandes, besonders für den Ostteil, hervorgeht. Die anschließend gewonnene Aufnahme auf Abb. 17 zeigt, wie im weiteren Verlauf der Wellenbewegung durch nachfolgende Diffraktionen die Wellen kreisförmig die Aade umlaufen und dann in nördliche Richtung abgelenkt werden.

Wenn Wellen mit schräger Angriffsrichtung auf einen Strand treffen, so entsteht in der Zone zwischen dem Brechpunkt und dem Wellenauflauf auf dem Strand in der Brandungszone die Brandungsströmung, die von der küstenparallelen Komponente der Wellenbewegung



Abb. 16. Wellenanlauf am Südstrand bei westlichen Winden und einem Wasserstand von MThw + 1,0 m am 19. 11. 1982 (Foto: Singer, Helgoland)

erzeugt wird. In der Brandungszone wird der größte Teil der Wellenenergie in Turbulenz und Wärme umgesetzt (vgl. FÜHRBÖTER, 1974). Hier findet auch der größte Sedimenttransport statt, der sowohl senkrecht zum Strand als auch strandparallel auftritt. Während der Materialtransport senkrecht zum Strand nur eine örtliche Strandumlagerung bewirkt, ist der strandparallele Transport die Ursache für ständige Erosionen, wenn kein genügender Materialnachschub vorhanden ist. Die größte Intensität des strandparallelen Transportes wird erreicht, wenn die Wellenangriffsrichtung mit der Brecherlinie einen Winkel von etwa 40° bildet (vgl. DETTE, 1974). Gerade um diesen Winkel aber schwanken die Wellenangriffsrichtungen am Südstrand der Düne. Die Verhältnisse sind hier im Laufe der Entwicklung von 1952 bis 1982 immer ungünstiger geworden, denn durch das Umschwenken der Strandrichtungen im Bereich der Aade (vgl. Abb. 11) ist bei sonst gleichen Wellenverhältnissen der küstenparallele Transport immer intensiver geworden. Hierauf wiesen bereits ROHDE und FAHSE (1972) hin.

Zwar kann ein Teil des verfrachteten Materiales um die Aade herum (vgl. Abb. 17) an den Oststrand gelangen, der größte Teil wird aber durch die Brandungsströmung von der Aade weg in die Gebiete mit größerer Wassertiefe östlich der Düne geführt und geht damit dem Sandhaushalt der Düne verloren. Dies ist besonders bei Sturmfluten der Fall. Nach der Sturmflut vom 24. 11. 1981 wurden östlich der Düne in Wassertiefen über 10 m Großriffel aufgenommen, bei deren Untersuchung festgestellt werden konnte, daß sie aus den Sandverlusten der Düne bei dieser Sturmflut aufgebaut worden waren (ZIEGLER, 1983). Aus den Sandfeldern östlich der Düne wurden übrigens auch die Sandmengen für die Aufspülungen nach 1938 entnommen (SEIFERT, 1953).

Den wellenerzeugten Strömungen sind außerdem die Tideströmungen überlagert. Dabei wirken die Brandungsströmungen nur im Strandbereich unmittelbar unter dem jeweiligen



Abb. 17. Wellenrefraktion und -diffraktion am Südstrand (mit Tetrapodendam im Hintergrund) und an der Aade am 19. 11. 1982 (Foto: Singer, Helgoland)

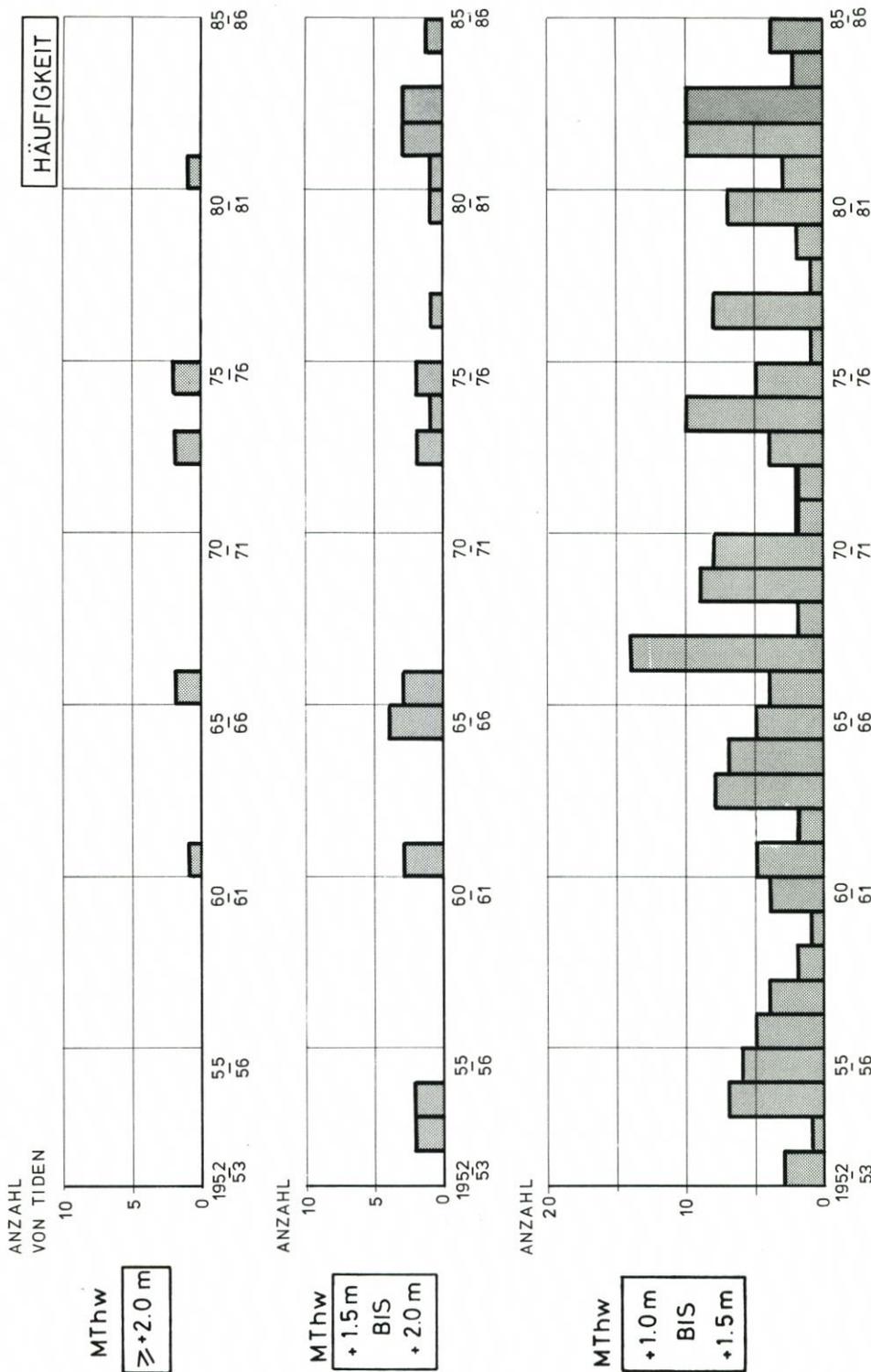


Abb. 18. Jährliche Anzahl (Häufigkeit) von Sturmfluten am Pegel Helgoland in verschiedenen Höhenbereichen im Zeitraum 1952/53 bis 1985/86

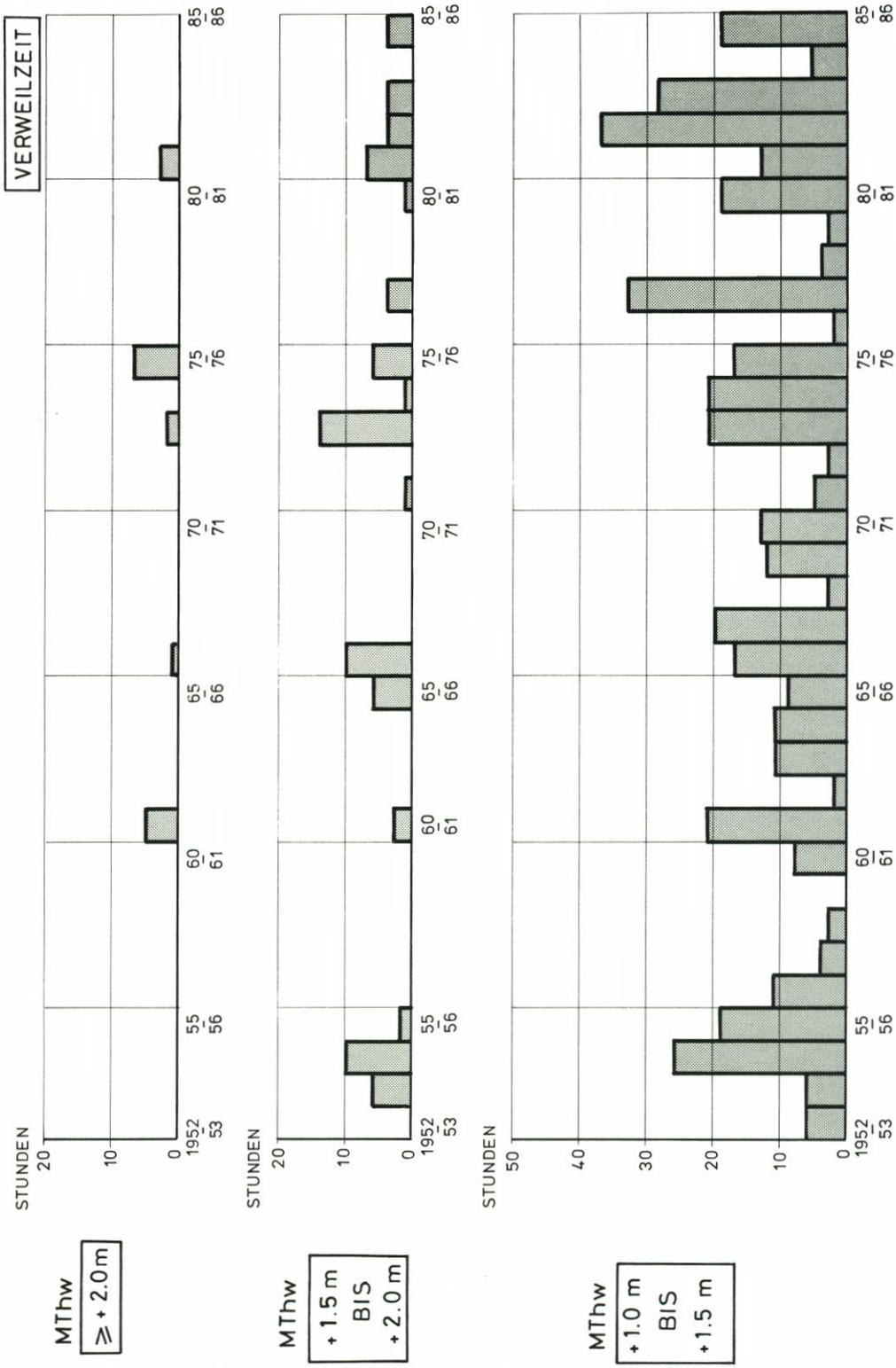


Abb. 19. Jährliche Verweilzeiten (in Stunden) von Sturmflurwasserständen am Pegel Helgoland in verschiedenen Höhenbereichen im Zeitraum 1952/53 bis 1985/86

Ruhewasserspiegel, während die Tidenströmungen dort unbedeutend sind und erst mit größerer Tiefe zunehmen. Dort sind auch noch die Orbitalströmungen der Wellen als periodische Schwankungen den Tidenströmungen überlagert; bei Wassertiefen über 10 m werden aber die Einflüsse dieser Orbitalgeschwindigkeiten auf den Sedimenttransport vernachlässigbar klein.

Die Bedeutung der wellenerzeugten Strömungen wird bei der Beschreibung der einzelnen Strandabschnitte noch weiter behandelt werden. Auf jeden Fall nehmen sie mit dem Seegang zu und erreichen ihre größten Werte bei den Sturmfluten, weil sie nicht nur den höher gelegenen Strand, sondern auch die Hohe Düne erreichen und dann die bekannten Abbrüche erzeugen.

2.3 Sturmfluten

Als man 1962 die Sturmflut vom 16./17. Februar als „Jahrhundertsturmflut“ für die deutsche Nordseeküste bezeichnete, war noch nicht vorauszusehen, daß sie nur einen Auftakt zu einer Reihe von meteorologischen Extremereignissen bilden würde, die bis in die Gegenwart anhält. Dazu gehört der „Adolph-Bermphohl-Orkan“ von 1967 mit mittleren Windge-

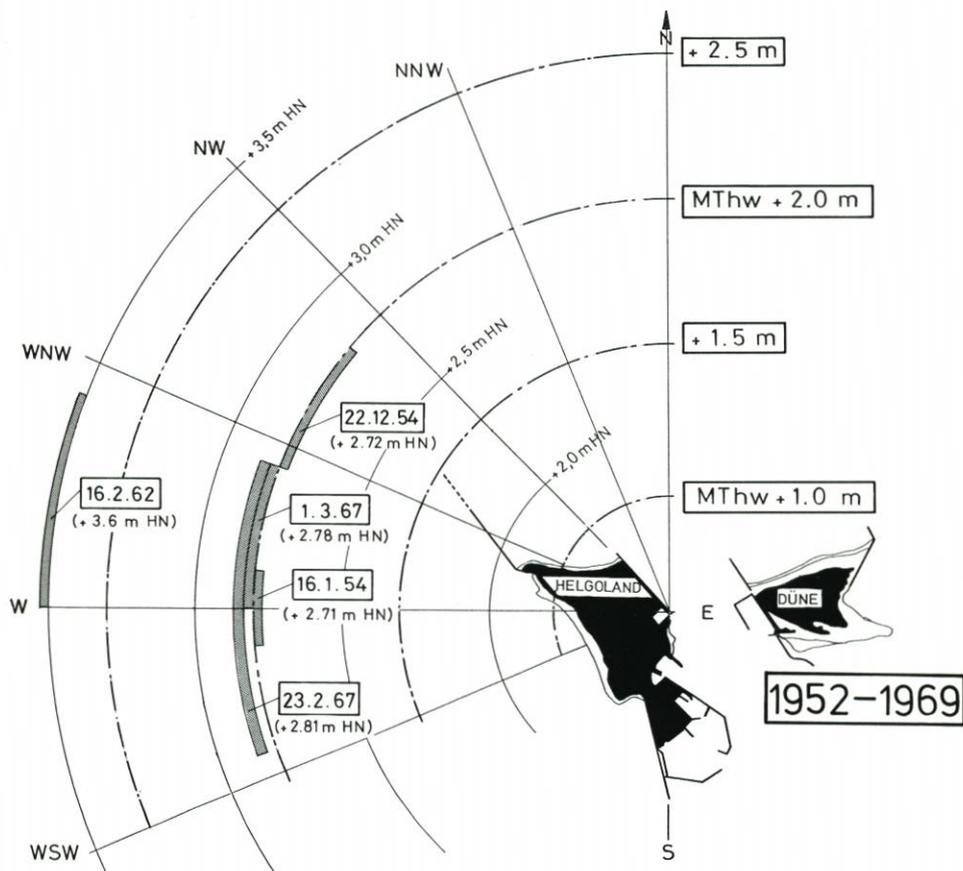


Abb. 20. Windrichtungen der letzten 10 Stunden vor dem Scheitelwasserstand und Scheitelwerte der höchsten Sturmfluten im Zeitraum 1952 bis 1969

schwindigkeiten von 37 m/s über fünf Stunden auf der offenen Nordsee, dessen Seegang den Seenotkreuzer, dessen Namen dieser Orkan erhielt, zum Durchkernern brachte. Es entstand nur deshalb keine Extremsturmflut, weil das Maximum des Windstaus zur Niedrigwasserzeit auftrat. Weiterhin gehören dazu der Orkan vom 11. November 1972, der bei extrem südlicher Zugbahn auf dem Festland Verwüstungen von Nordfrankreich bis Polen anrichtete, die Kette schwerer Sturmfluten im Herbst 1973, die Januarfluten von 1976, die für viele Festlandspegel nochmals höhere Wasserstände als 1962 erbrachten, und die Sturmflut vom 24. 11. 1981, die an den nördlichsten Pegeln Schleswig-Holsteins erneut höhere Wasserstände als 1976 lieferte. Auch der äußerst sturmflutreiche Winter 1982/1983 ist zu erwähnen. Die Häufigkeit extremer Sturmfluten hat also in den letzten Jahrzehnten deutlich zugenommen (FÜHRBÖTER, 1976 u. 1979a, sowie JENSEN, 1985), ohne daß dabei vorausgesagt werden kann, wie diese Entwicklung in der Zukunft weitergehen wird. Ferner ist die Veränderung des Säkularanstieges der mittleren Wasserstandsverhältnisse zu beachten; die MThw steigen schneller, während das MTnw eine leicht fallende Tendenz aufweist (FÜHRBÖTER u. JENSEN, 1985, sowie FÜHRBÖTER, 1986).

Für den Pegel Helgoland sind auf Abb. 18 ab 1952 die Häufigkeiten derjenigen Sturmfluten aufgetragen, die die Höhenstufen MThw + 1,0 m bis + 1,5 m sowie von + 1,5 m bis +

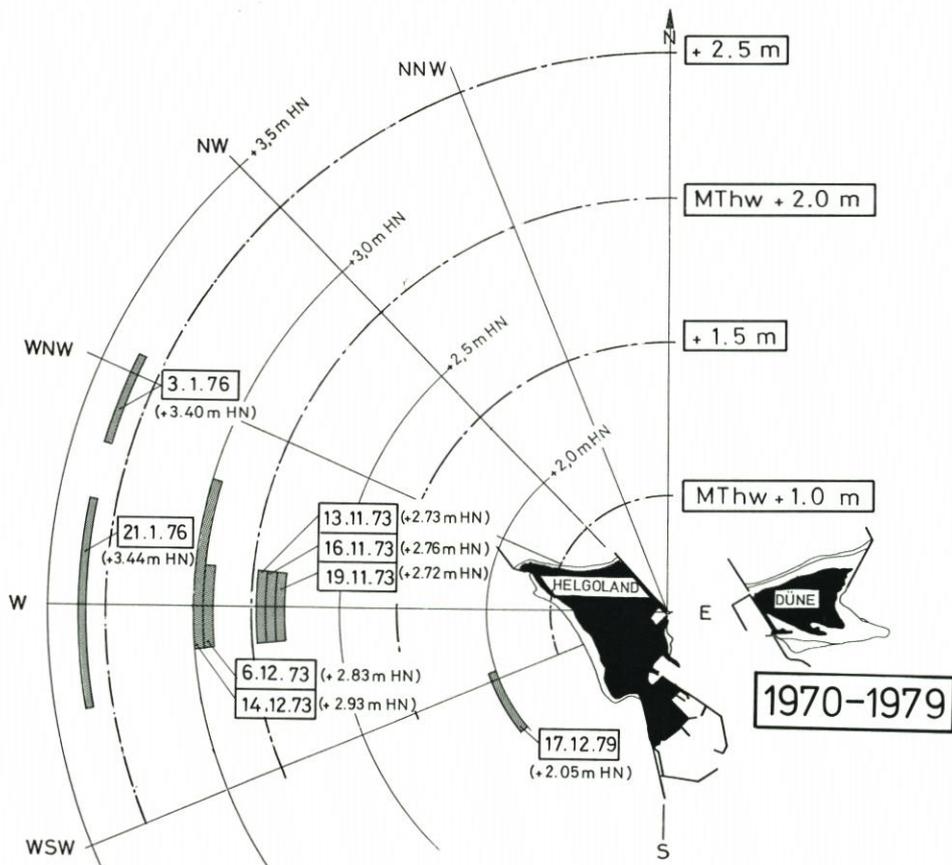


Abb. 21. Windrichtungen der letzten 10 Stunden vor dem Scheitelwasserstand und Scheitelwerte der höchsten Sturmfluten im Zeitraum 1970 bis 1979

2 m und über MThw + 2 m erreichten. Auf Abb. 19 sind zu den genannten Stufenbereichen die entsprechenden Verweilzeiten des Wasserstandes aufgetragen. Dies sind diejenigen Zeiten, in denen sich der Wasserstand zwischen diesen Stufen aufgehalten hat. Es ist nämlich für die Schadenswirkung einer Sturmflut nicht allein die Höhe des Scheitelwasserstandes maßgebend, sondern auch die Zeit, die sich der Wasserstand um diesen Scheitelwert aufgehalten hat (FÜHRBÖTER, 1979b). Beispielsweise hatte die Sturmflut von Februar 1962 eine erheblich höhere Verweilzeit unterhalb des Scheitelwasserstandes (gleiches gilt übrigens auch für die Sturmflut vom 24. 11. 1981) als die Sturmflut vom 3. 1. 1976, bei der sie relativ kurz war.

Die Sturmfluten wurden dabei nicht für die Kalenderjahre, sondern für Jahreszeiträume um den 1. Januar (Juli bis Juni) ausgewertet. Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, daß Sturmfluten vor allem in den Wintermonaten auftreten und daß daher das Sturmflutgeschehen besser auf die Wintermonate als auf ein Kalenderjahr bezogen werden sollte.

Aus Abb. 19 geht beispielsweise hervor, daß die größten Verweilzeiten für Wasserstände über MThw + 2,0 m in den Wintern 1961/1962 und 1975/1976 auftraten, während sie in dem Stufenbereich von MThw + 1,5 m bis + 2,0 m vor allem 1973/1974 am höchsten waren. In dem Stufenbereich von MThw + 1,0 m bis + 1,5 m dagegen treten die Winter 1977/1978 und 1982/1983 besonders hervor. Entsprechend den Verweilzeiten sind auch die Schadenswirkun-

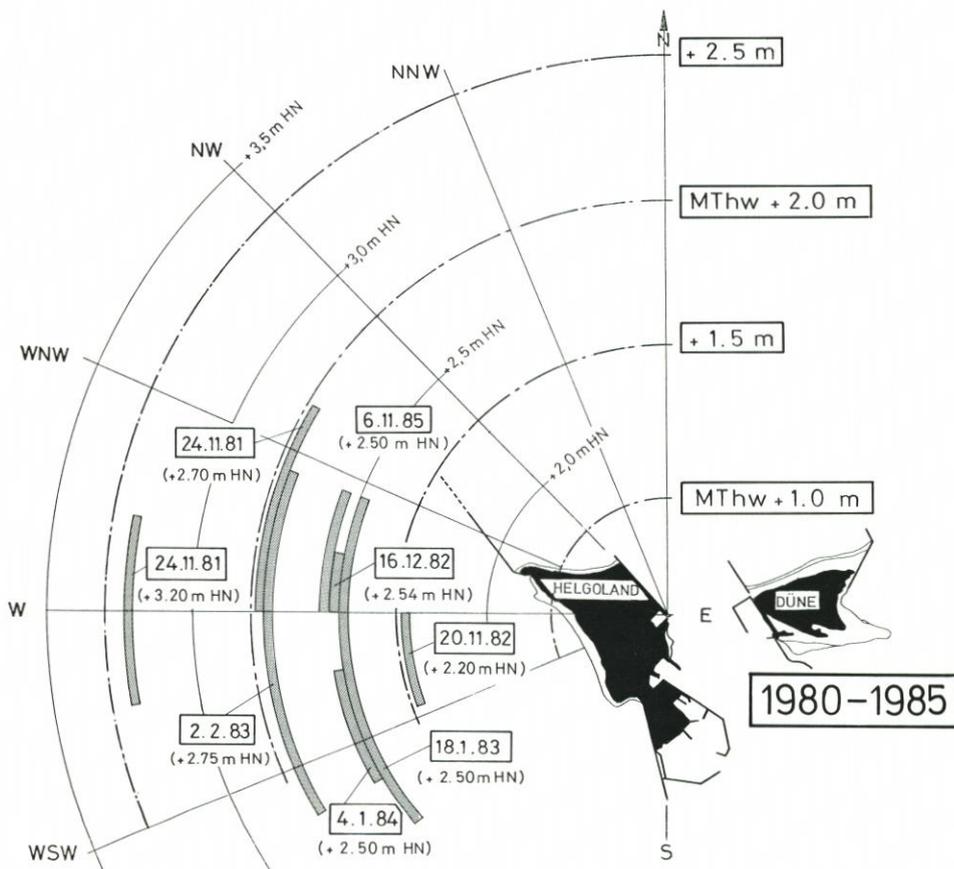


Abb. 22. Windrichtungen der letzten 10 Stunden vor dem Scheitelwasserstand und Scheitelwerte der höchsten Sturmfluten im Zeitraum 1980 bis 1985

gen in den jeweiligen Höhenstufen zu erwarten (FÜHRBÖTER, 1979b). Die hohen Fluten sind dabei besonders an den Dünenabbrüchen beteiligt.

Aus Abb. 18 geht weiterhin hervor, daß nur für die Jahre nach 1954 eine vorübergehende Abnahme der Sturmfluthäufigkeit festzustellen ist. Nach 1962 hält die Häufigkeit der Sturmfluten wieder nahezu unverändert an, was sich insbesondere auch in den Verweilzeiten (Abb. 19) ausdrückt.

Die Sturmflutstatistiken nach Abb. 18 und 19 sind für die Beurteilung der einzelnen Strandentwicklungen von größter Bedeutung. Die Lage der MSpTnw- und MSpThw-Linien wird dabei von einzelnen hohen Sturmfluten nur wenig verändert, während große Verweilzeiten bei niedrigeren Sturmflutwasserständen infolge der damit verbundenen längeren Wirkdauer von Brandungsströmungen weitaus größeren Einfluß auf die Strandlinien haben.

Trotz des beschriebenen „Gleichrichtereffekts“ ist die Hauptwindrichtung bei den einzelnen Sturmfluten nicht unwichtig; gerade an Punkten instabiler Wellenangriffes, wie z. B. am Dünenrestaurant, kann auch die Windrichtung von Bedeutung sein. In den grafischen Darstellungen auf Abb. 20, 21 und 22 sind daher für die höchsten Sturmfluten der Jahre nach 1952 als Kreisbogen diejenigen Windrichtungen aufgetragen, die in den letzten 10 Stunden vor Erreichen des Scheitelwertes der jeweiligen Sturmflut aufgetreten sind (wobei i. a. der Wind von SW nach NW dreht). Damit wird der Seegang besonders in der Zeit vom letzten Niedrigwasser bis zum Sturmflutscheitel erfaßt.

Aus Abb. 20 (für die Jahre 1952 bis 1969) geht hervor, daß hier die vorherrschenden Windrichtungen während der Sturmfluten mit nur einer Ausnahme (23. 2. 1967) zwischen West und Nordwest lagen. Anders ist es dagegen bei den Sturmfluten im Zeitraum von 1970 bis 1979 (Abb. 21); hier kommen die Windrichtungen vorwiegend aus West, wobei bei den Herbststurmfluten 1973 die hohe Konstanz der Windrichtungen aus einem relativ engen Sektor auffällt. Eine Ausnahme machen nur die Sturmflut vom 3. 1. 1976 mit der vorherrschenden Richtung aus NNW und vom 17. 12. 1979, die zwar nicht besonders hoch war, aber eine gegenüber den anderen Sturmfluten stark nach Süden hin abweichende Windrichtung (WSW) mit hoher Konstanz über 10 Stunden aufwies. Es ist daher kein Zufall, daß gerade diese Flut bedeutende Schäden am Südstrand der Düne hinterließ (vgl. Abschnitt 1.5).

Die Sturmfluten der letzten Jahre zeigen stark wechselnde Richtungskomponenten, wobei die südliche Richtung besonders bei den Fluten vom 18. 1. 1983 und vom 4. 1. 1984 überwiegt (Abb. 22).

Nur im Zusammenhang mit der Auswertung von Sturmflutdaten, wie sie auf Abb. 18 bis 22 dargestellt sind, dürfen morphologische Entwicklungen, wie z. B. die der Düne (Abb. 8 und 9), gesehen und gedeutet werden. Die Lagestabilität eines Strandes ist nur eine scheinbare, wenn sie in eine wenig sturmflutaktive Zeit, wie in die z. B. nach 1954, fällt; umgekehrt können in einem sturmflutreichen Winter mehr Veränderungen auftreten als in Jahren davor.

2.4 Strandrückgang und Dünenabbruch

Die Entwicklung eines Dünenstrandes in Abhängigkeit von den angreifenden Kräften ist auf Abb. 23 und 24 in allgemeiner Form schematisch dargestellt.

Abb. 23 zeigt einen Dünenstrand mit der Wasserwechselzone zwischen den Höhen des MSpTnw und MSpThw. Darüber liegt der sog. trockene Strand, der nur bei erhöhten Wasserständen (Wind- und Sturmfluten) vom Wellenauflauf und von Brandungsströmungen erreicht wird. Daran schließt sich der Dünenfuß (bei einem Steilufer: „Kliffuß“) an, dessen Höhenlage an jedem Strand eine kennzeichnende Größe für den Strandzustand im Zusam-

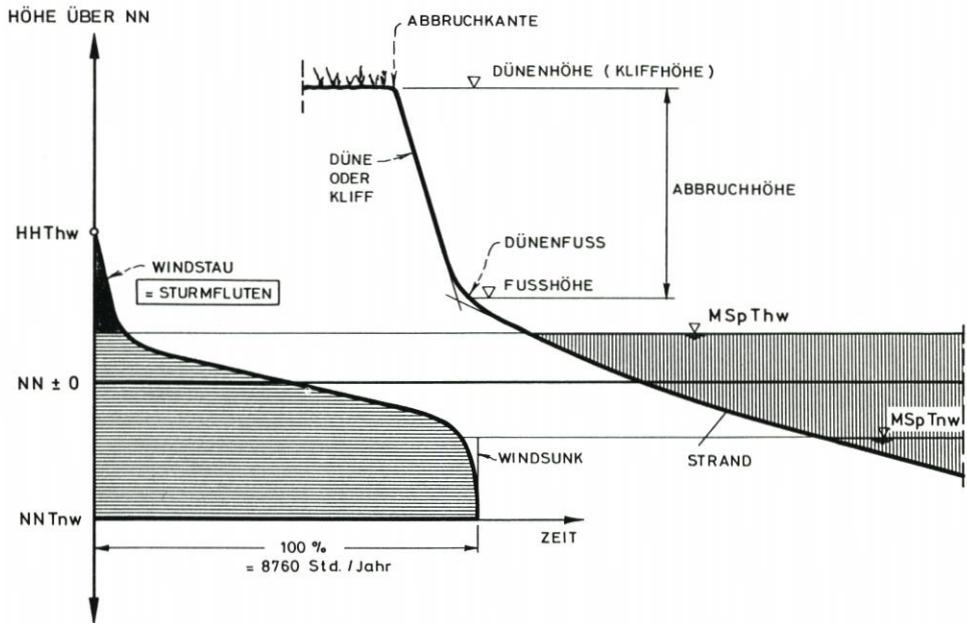


Abb. 23. Beziehungen zwischen Wasserstandsdauerlinie und Strandprofil (als allgemeines Beispiel; schematisch!)

menhang mit dem vorherrschenden Wellenangriff ist. Die Lage des Dünenfußes ist bei Übersandungen durch Windflug (bei Steilufern durch Schlamm- oder Geröllüberlagerung) oft nicht deutlich auszumachen; nach Sturmfluten ist der Dünenfuß aber klar zu erkennen. Schließlich gibt die Abbruchkante (die bei stark gegliederten Dünen oft einen unregelmäßigen Grundriß hat) diejenige Grenze an, bis zu der das Abbruchgeschehen vorgedrungen ist.

Diesem idealisierten Strandprofil ist auf Abb. 23 eine mittlere Wasserstandsdauerlinie gegenübergestellt, die zu den einzelnen Höhenlagen des Strandes angibt, wieviel Stunden im Jahr (oder in % eines größeren Zeitraumes) diese unter dem Ruhewasserspiegel liegen und während dieser Zeit von Wellen und wellenerzeugten Strömungen (Orbital- und Brandungsströmungen) mit ihren entsprechenden Turbulenzen und den damit verbundenen Materialverfrachtungen betroffen werden können. Diese Kurve geht in Annäherung an eine umgedrehte Sinusfunktion von Werten bei 100 % = 8760 Std./Jahr (nur die Zeiten mit Windsenk oder extremen Springtiden sind hier abzuziehen), von der Höhe der MSpTnw-Linie aus, nimmt den Wert 50 % auf der Höhe des Tidehalbwassers (etwa bei $NN \pm 0$ m) an und fällt dann steil ab auf die Werte von wenigen Prozenten auf Höhe der MSpThw-Linie, wo der Strand nur durch Wind- oder Sturmfluten oberhalb dieses Horizontes von den Wellen erreicht wird.

Es hängt jetzt ganz von der Höhenlage des Dünen- oder Kliffußes (und auch von der Breite und Höhe des vorgelagerten Strandes) ab, wann es infolge von Wellenangriff zum Dünenabbruch kommt. Die Wasserstandsdauerlinie (Abb. 23) gibt somit an, in wieviel Stunden innerhalb des betrachteten Zeitraumes dieses der Fall sein kann. Aus der Form der Wasserstandsdauerlinie geht hervor, daß es sich hier nur um Zeitdauern von wenigen Stunden handeln kann. Dieses kann aber für jedes Jahr je nach der Sturmfluthäufigkeit sehr verschieden sein (vgl. Abb. 18 und 19).

In der schematischen Darstellung auf Abb. 24 wird in einer weiteren, allgemeinschematischen Darstellung mit dem Wasserstand HHThw (1 Jahr) derjenige Wasserstand einer

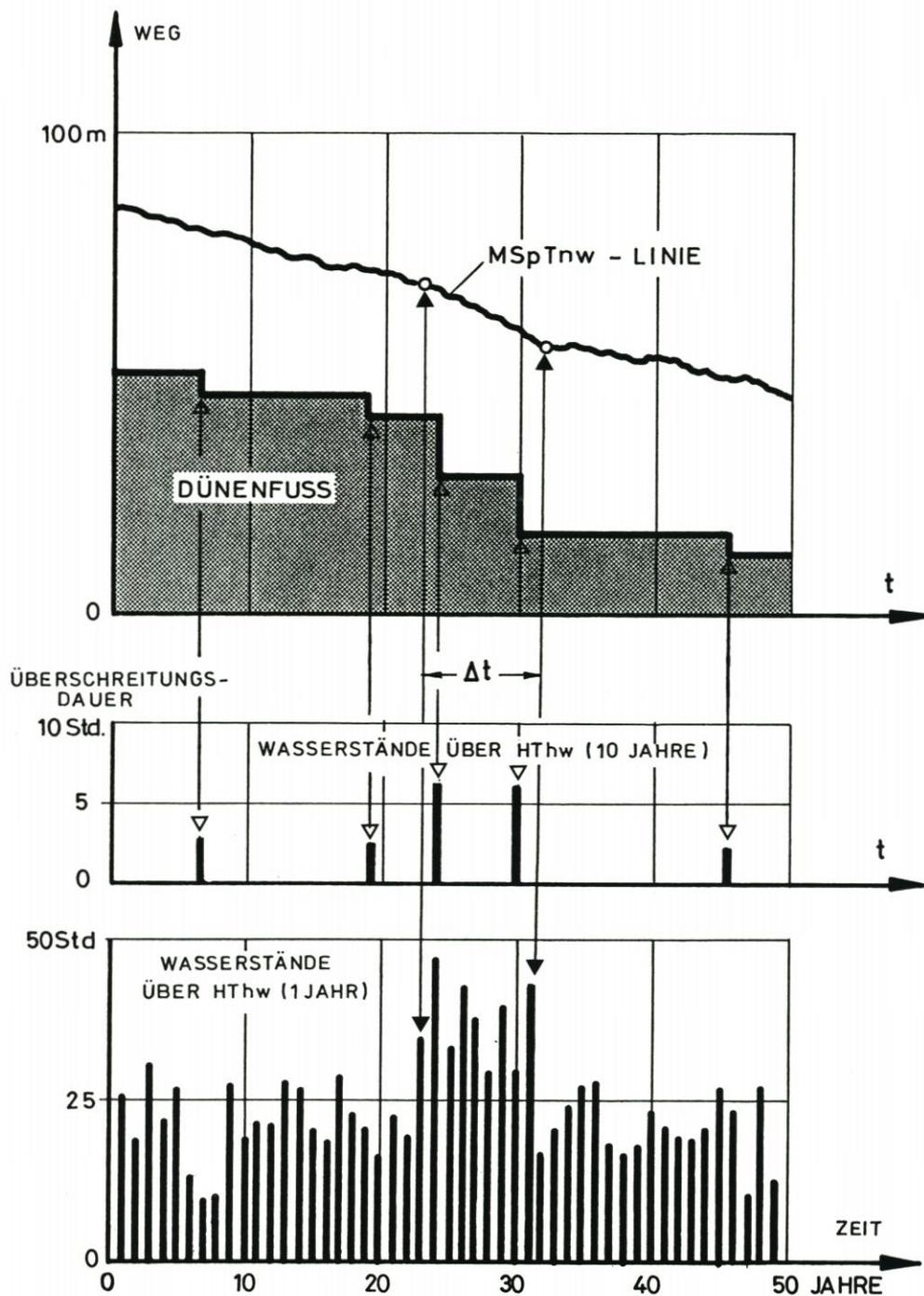


Abb. 24. Rückgang einer Strandlinie (hier: M_{Sp}T_{nw}) und Dünenabbruch in ihren Beziehungen zum Sturmflutgeschehen (als allgemeines Beispiel; schematisch!)

Reihe von Jahren bezeichnet, der in jedem dieser Jahre erreicht oder überschritten wird. Die Überschreitungsdauer als diejenige Stundenanzahl je Jahr, während der sich ein Wasserstand infolge von Wind- oder Sturmfluten oberhalb dieses Wasserstandes aufhält, kann hier als ein Maß für die angreifenden Kräfte auf den gesamten Strand gewertet werden.

Weiterhin wird für das schematische Beispiel auf Abb. 24 angenommen, daß hier ein Dünenabbruch nur dann stattfindet, wenn der Ruhewasserspiegel über einen Wert steigt, der – im Mittel gesehen – nur alle 10 Jahre einmal erreicht oder überschritten wird. Dieser Wasserstand wird mit HThw (10 Jahre) bezeichnet. Die Zahl der Stunden, in denen in einem Jahr dieser Wasserstand überschritten wird, kann dann als Maß für die Intensität des Dünenabbruchs angesehen werden.

Auf Abb. 24 ist zusätzlich beispielhaft angegeben, wie Strand und Düne auf das Sturmflutgeschehen eines längeren Zeitraumes reagieren. Die MSPTnw-Linie und ihr Rückgang (Weg) werden dabei stellvertretend für die Entwicklung des Strandes, die landseitige Verlagerung des Dünenfußes für das Maß des Dünenabbruches angesehen.

Der wichtige Unterschied zwischen dem Strandrückgang und dem Dünenabbruch geht jetzt aus dem Zeit-Weg-Diagramm auf Abb. 24 hervor. Der Rückgang des Strandes folgt dem normalen Wellenklima und vollzieht sich mehr oder weniger kontinuierlich, wobei durchaus in Zeiten einer starken Sturmfluthäufigkeit (so im Zeitabschnitt Δt auf Abb. 24) auch ein größerer Strandrückgang auftreten kann. Der Dünenrückgang vollzieht sich aber nur in den wenigen Stunden, in denen der Wellenangriff den Kliffuß erreicht. Er folgt dann sprunghaft und kann in den wenigen Stunden einer einzigen Sturmflut einen Betrag erreichen (vgl. VELLINGA, 1982), wie ihn die Strandlinien nur in einer Reihe von Jahren zurückgelegt haben. Dies ist eine Folge dessen, daß in den Jahren ohne Extremsturmfluten der Strandrückgang weitergeht, der Kliffuß aber lagebeständig bleibt. Dadurch wird der Strand immer schmaler, so daß die nachfolgende Extremsturmflut einen entsprechend verringerten Widerstand auf dem der Düne vorgelagerten Strand vorfindet.

Die auf Abb. 23 und 24 angegebenen Wasserstandsstufen und Jahresreihen können nicht unmittelbar mit der Düne Helgoland in Verbindung gebracht werden; sie sind nur als eine allgemein-schematische Darstellung zu verstehen und veranschaulichen die Mechanik des Abbruchgeschehens eines Dünenstrandes (und ebenso eines Steilufers).

Ob und in welchem Maße das Abbruchmaterial einer Düne dem vorgelagerten Strand zunächst zugute kommt, ob es ganz oder teilweise schon während der Sturmflut durch die Brandungsströmungen verfrachtet wird, hängt ganz von den örtlichen Gegebenheiten im Zusammenhang mit den angreifenden Wellen ab. Wichtig ist die Kenntnis, daß der Strand von den 705 Tiden eines Jahres geformt und verändert wird, während die Düne dagegen nur über wenige Stunden bei extremen Sturmfluten unmittelbar beansprucht wird.

Es wurde hier (Abb. 24) ein Strand angenommen, der langfristig einer Erosion unterliegt, wie es z. B. auch für die meisten Strandabschnitte des Südstrandes zutrifft. Daß es dennoch unter bestimmten Umständen auch zu Dünenabbrüchen bei stabiler Lage der Strandlinien kommen kann, wird noch am Beispiel des Nordstrandes der Düne gezeigt werden.

3. Die Entwicklung des Südstrandes von 1952 bis 1982

3.1 Morphologische und sedimentologische Verhältnisse

Ergänzend zu Abb. 8 bis 11, auf denen die morphologische Entwicklung des Südstrandes zusammen mit der der gesamten Düne dargestellt ist, sind auf Abb. 25 und 26 kennzeichnende

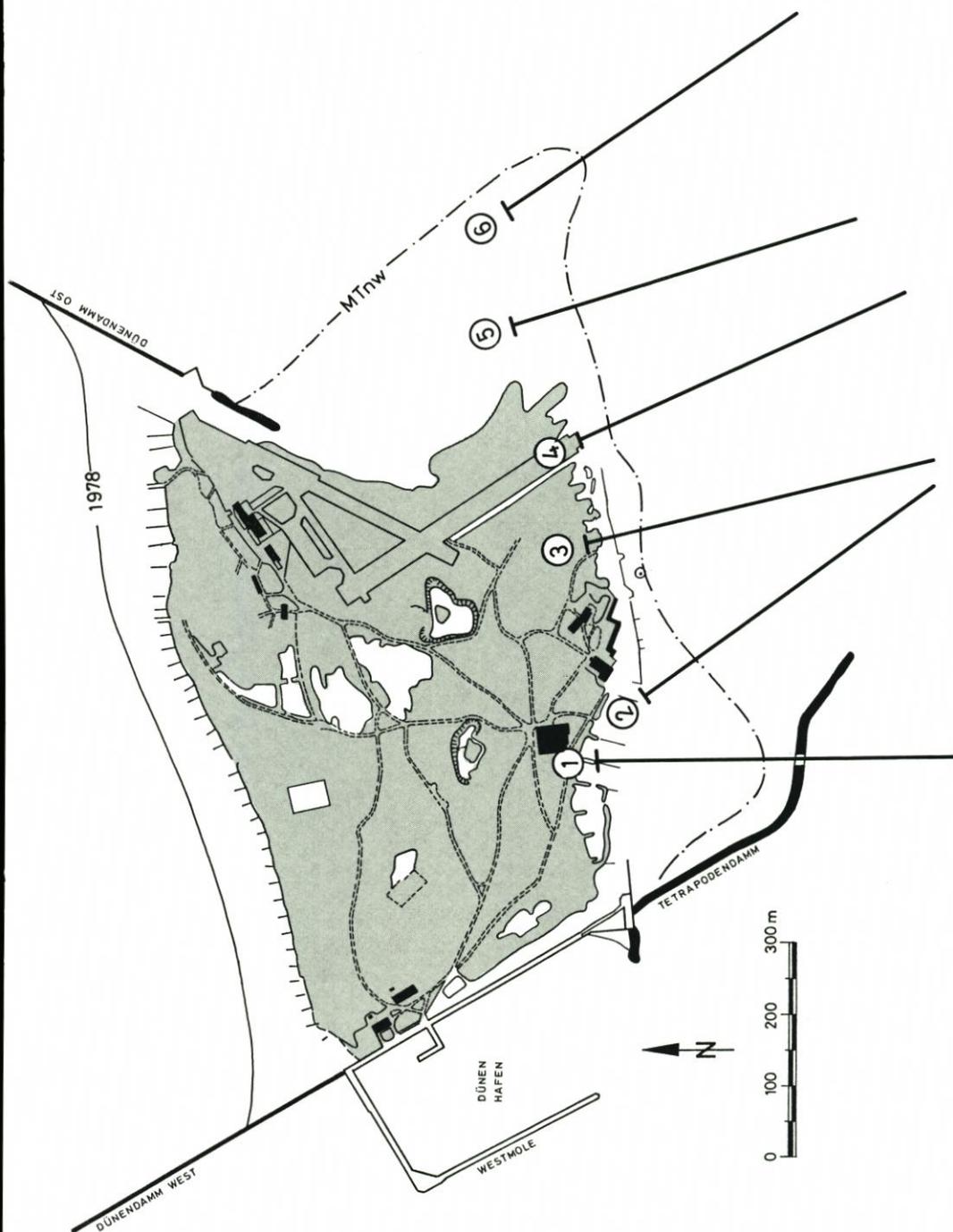


Abb. 25. Lage der Strandquerschnitte am Südstrand (Zustand 1982)

Strandquerschnitte des Zustandes von 1982 (Abb. 13) aufgetragen; Abb. 25 zeigt die Lage dieser Profile, die auf Abb. 26 dargestellt sind. Sie wurden senkrecht zu den jeweiligen Strandlinien gelegt (Abb. 25).

Profil 1 befindet sich im Schutze der Tetrapodenbuhne und weist einen flachen Strand zwischen MTnw und MThw auf; es stellt einen Schnitt durch den höftartigen Strandvorsprung in diesem Bereich dar. Das mehr südöstlich gerichtete Profil 2 unterscheidet sich nur wenig von dem südlich gerichteten Profil 3. Beide zeigen in der Wasserwechselzone bereits steilere Neigungen. Profil 4 am Ende der Landebahn enthält bei ähnlichen Neigungen im oberen Strandbereich eine Berme auf der MTnw-Linie. Zum Osten hin wird der Strand zunehmend steiler (Profil 5), um dann an der Aade unterhalb der MThw-Linie mit einer Böschungsneigung, die mit etwa 1 : 2 nahezu der natürlichen Böschung eines Schüttmaterials entspricht, in das tiefere Wasser abzufallen (Profil 6) (Abb. 25 und 26).

Auf dem Südstrand wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau (ROHDE u. FAHSE, 1973) Bodenproben entnommen und untersucht. Die dabei gewonnenen Kornverteilungen wurden bezüglich der Siebdurchgänge von 10 % (d_{10}), 50 % (d_{50}) und 90 % (d_{90}) ausgewertet. Die Ergebnisse sind zusammen mit der Lage der Entnahmestellen auf Abb. 27 aufgetragen. Die Entnahmestellen 1 bis 12 (von West nach Ost) liegen dabei in oder an der Wasserwechselzone zwischen MSpTnw und MSpThw, während die Proben I bis VIII aus tieferen Bereichen gewonnen wurden (vgl. Abb. 27). Auffällig ist ein deutlicher Unterschied zwischen den Proben 1 bis 12 und I bis VIII; in der Wasserwechselzone bleibt nur die Kornfraktion d_{10} annähernd über den gesamten Strandbereich gleich, während die Fraktion d_{50} eine unregelmäßige und die von d_{90} eine stetige Zunahme von West nach Ost aufweist. Dagegen zeigen die Proben I bis VIII ein sehr gleichförmiges Material mit nur leicht ansteigendem Korndurchmesser von West nach Ost; bei d_{50} liegen die Werte zwischen 0,3 mm (Probe I) und 0,4 mm (Probe VIII) (Abb. 27).

Die starke Ungleichförmigkeit des Materials in der Wasserwechselzone (Probe 1 bis 12 auf Abb. 27) erklärt sich dadurch, daß dem vorherrschenden Mittel- bis Grobsand des Strandmaterials Gerölle beigemischt sind. Diese Gerölle aus Buntsandstein und besonders aus Feuerstein (Flint) aus den Kreideformationen der angrenzenden Klippenfelder finden sich zwar an allen Stränden der Düneninsel, treten aber am Süd- und Oststrand besonders stark im Bereich der Aade in Erscheinung, die in ihrer Haupts substanz fast völlig aus diesen Geröllen aufgebaut ist. Ihre Durchmesser liegen im Bereich mehrerer Zentimeter und ihre Besonderheit besteht darin, daß sie durchweg sehr stark abgerundet sind und daher auf glatter Sandunterlage bereits rollend durch solche Strömungsgeschwindigkeiten in Bewegung gesetzt werden, die für den Sandtransport noch zu gering sind. Am Südstrand ist der Geröllanteil im westlichen Teil (zwischen der Tetrapodenbuhne und dem Dünenrestaurant) im allgemeinen gering und nimmt dann allmählich zur Landebahn hin zu. Von der Landebahn bis zur Aade hin erhält der Strand dann den Charakter eines reinen Geröllstrandes, was sich auch in den steilen Unterwasserböschungen ausdrückt (vgl. Abb. 26). Entsprechend der hohen Mobilität dieser Gerölle können diese zwar nach bestimmten Wetterlagen auf größeren Strandbereichen verteilt liegen, im Mittel gesehen herrscht aber eine Verteilung entsprechend einer stetigen Zunahme der Geröllanteile von West nach Ost vor (Abb. 27).

Im Hinblick auf künftige Aufspülungen ist dieser Geröllanteil zu vernachlässigen. Bei der Wahl der Kornverteilung eines geeigneten Materials sollte ein Kornband angestrebt werden, das gleich oder etwas gröber als das der Proben I bis VIII (Abb. 27) ist.

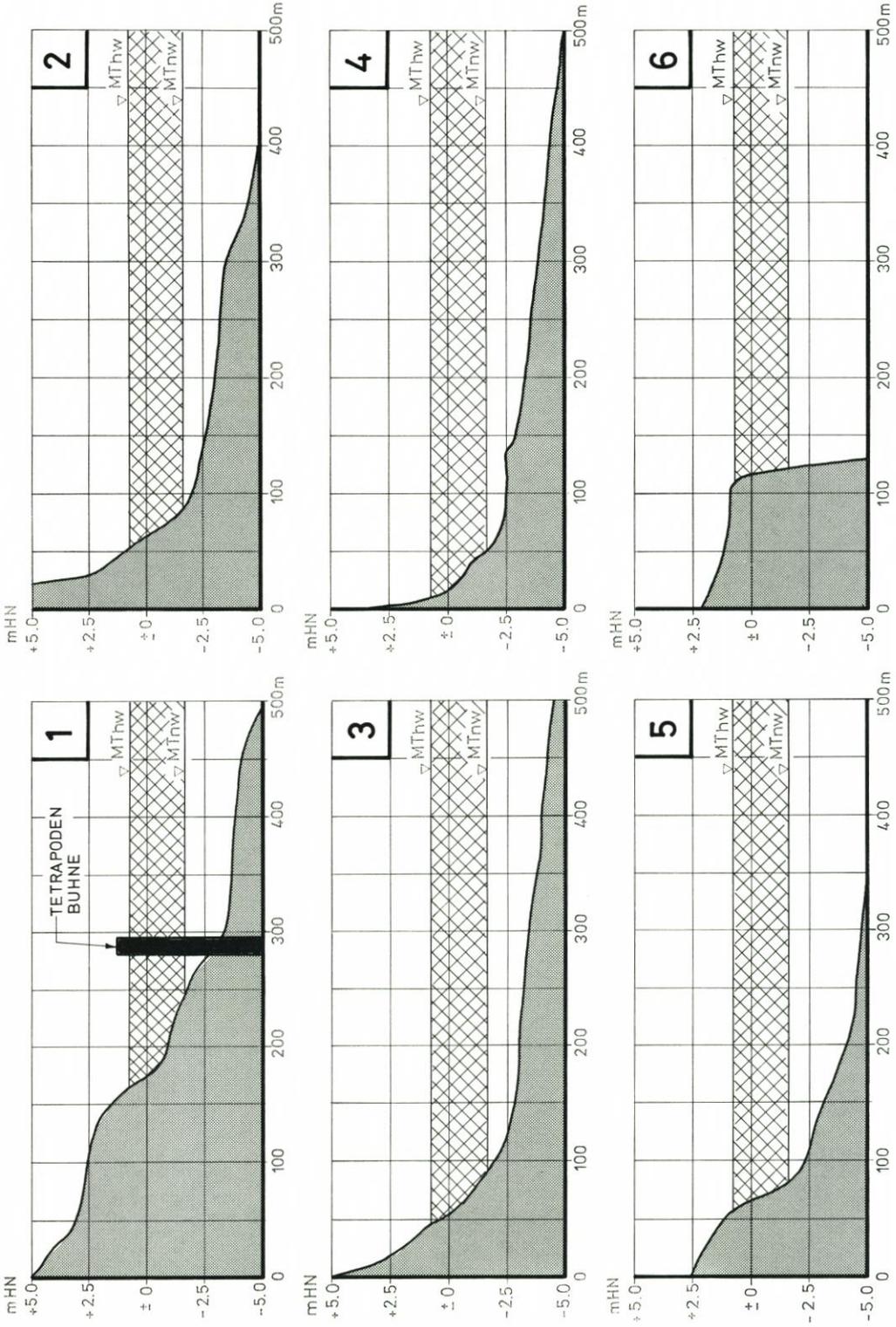


Abb. 26. Strandquerschnitte des Südstrandes (Zustand 1982)

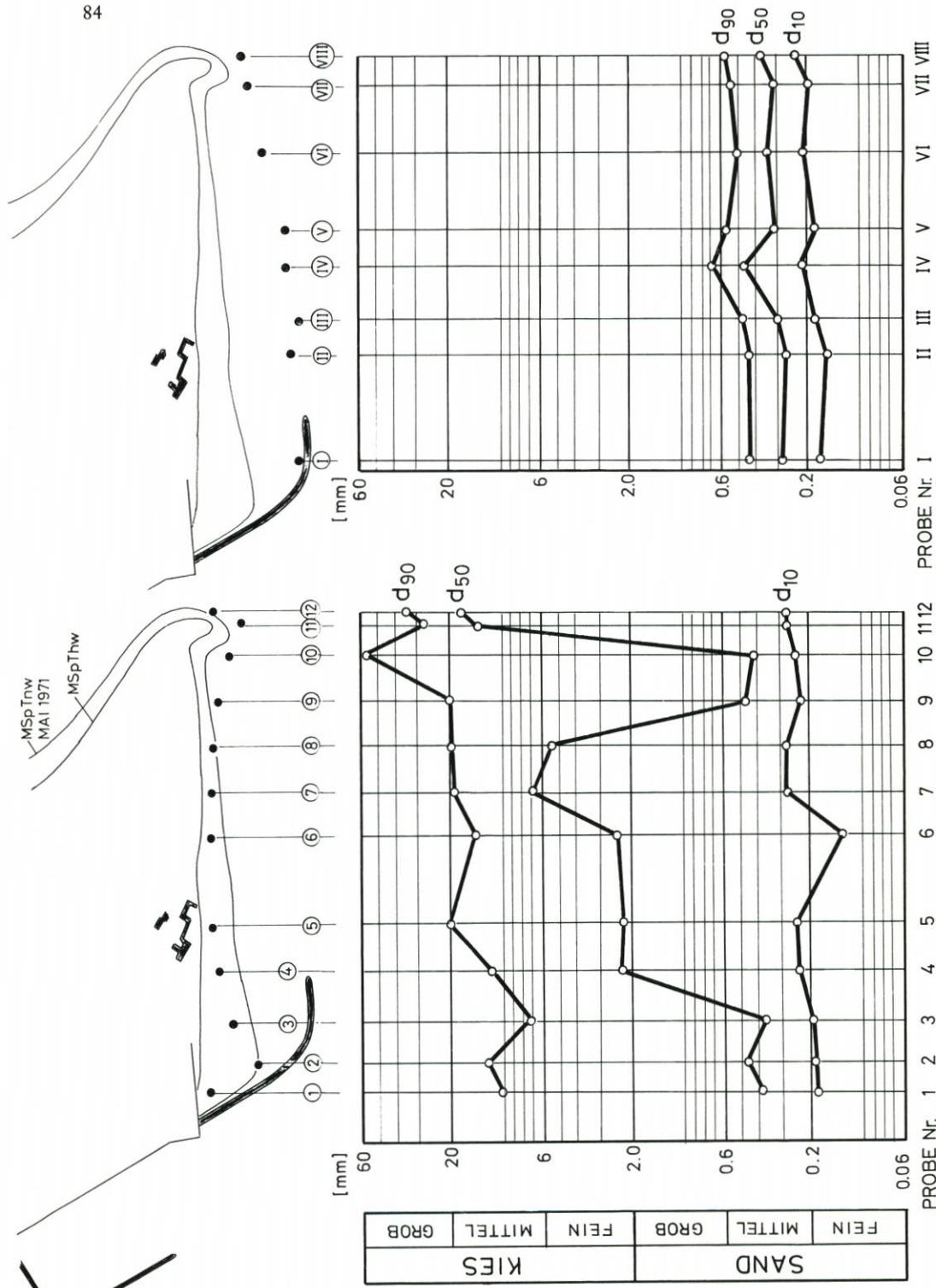


Abb. 27. Kornverteilungen am Südstrand (Zustand 1973)

3.2 Verlagerungen des Strandbereiches und der Dünenkante

Die allgemeinen Veränderungen des Südstrandes gehen aus Abb. 8 bis 11 hervor. Besonders sei hier auf Abb. 11 hingewiesen, aus der die Abnahme des Südstrandes bei gleichzeitiger Verschwenkung der Strandlinie nach Nordost deutlich hervorgeht.

Für die Erfassung der Verschwenkungen im Strandbereich sind die Höhenlinien des MSpTnw (HN -1,78 m) und des MSpThw (HN + 0,87 m) besonders geeignet, einmal, weil sie die Grenzen der Wasserwechselzone bei normalen Wetterlagen kennzeichnen, zum anderen, weil sie im Zeitraum 1952 bis 1982 wesentlich häufiger als die übrigen Tiefenlinien vermessen wurden.

Die zeitlichen Entwicklungen dieser Strandlinien für MSpTnw und MSpThw werden im folgenden auf ein Koordinatensystem bezogen, das sich auf die Achse der heutigen Hauptlandebahn ausrichtet (Abb. 28). Parallel zur Achse der Landebahn sind die Profile $S \pm 0$ m bis $S + 700$ m ausgerichtet, deren zeitliche Entwicklungen in Abb. 29 bis 31 aufgetragen sind.

Unabhängig von der jeweiligen Quelle – und damit von der Genauigkeit der Messung – muß hier auf eine allgemeine Schwierigkeit hingewiesen werden, die bei Auswertungen von Strandvermessungen zu berücksichtigen ist: Besonders in den Sommermonaten treten oberhalb der Niedrigwasserlinie relativ häufig Änderungen der Strandhöhe auf, die z. T. sehr kurzzeitig sein können, weil sie mit dem jeweiligen Wellenklima zusammenhängen („Sommerstrand“; hierzu gehören z. B. Strandwallbildungen an der MThw-Linie und dgl.). So wurden bei Messungen am Südstrand der Düne Helgoland der Bundesanstalt für Wasserbau (ROHDE u. FAHSE, 1972) vom 13. bis 17. Juli 1958 in diesem Bereich Höhenabnahmen bis 40 cm, vom 17. bis 27. Oktober 1959 solche bis 60 cm festgestellt. In den Wintermonaten ist das Strandprofil dagegen als Folge der stetigen und stärkeren Welleneinwirkungen wesentlich ausgeglichener in dem Sinne, daß kurzzeitige Veränderungen, besonders im Bereich der Hochwasserlinie, nicht in dem Maße wie im Sommer auftreten („Winterstrand“).

Da bei den in Abb. 29 bis 31 dargestellten Auswertungen auf Vermessungen zurückgegriffen werden mußte, die zu verschiedenen Jahreszeiten durchgeführt wurden, dürfen die Einzelwerte dieser Auftragungen nicht überbewertet werden; entsprechend den Strandhöhen können sich auch die Tiefenlinien verschieben.

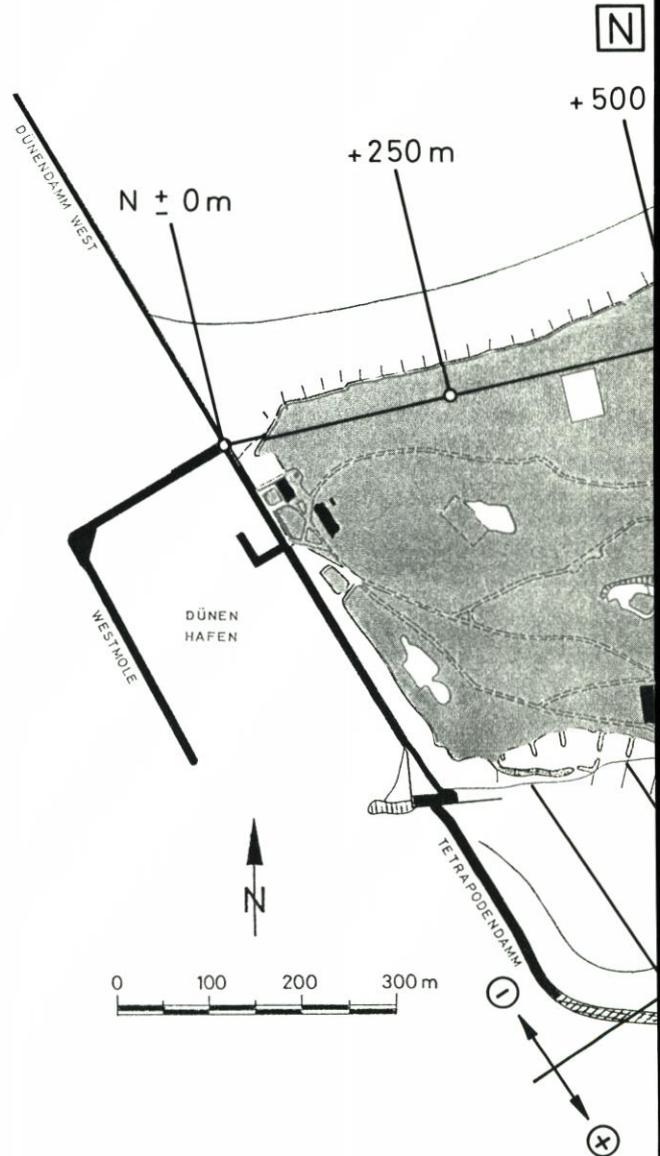
Daß sich dennoch auf Abb. 29 bis 31 eindeutig zeitliche Veränderungen erkennen lassen, liegt daran, daß hier der langzeitige Trend doch stärker als die zufälligen jahreszeitlichen und jährlichen Schwankungen wirksam sind. Dem Verlauf der MSpTnw-Linie ist dabei eine größere Bedeutung als dem der MSpThw-Linie zuzumessen, weil sie weniger von den jahreszeitlichen Veränderungen betroffen ist und auch deshalb, weil sie häufiger als die MSpThw-Linie bei den einzelnen Vermessungen aufgenommen wurde.

Die Profile $S \pm 0$ m, $S + 100$ m und $S + 200$ m umfassen den westlichen Abschnitt des Südstrandes und damit den bevorzugten Badestrand von der Wurzel der Tetrapodenbuhne bis zum Dünenrestaurant. Hier zeigt das äußerst westliche Profil ($S \pm 0$) einen deutlichen Anwachs um rd. 250 m, der eng mit dem Bau der Tetrapodenbuhne (ab 1965) zusammenhängt. Dieser Anwachs ist aber bereits im Profil $S + 100$ m nur noch schwach ausgeprägt. Im Profil $S + 300$ m (auf der Höhe des Dünenrestaurants) ist dagegen eine schwach abnehmende Tendenz für die Jahre 1952 bis 1982 zu erkennen (Abb. 30).

Im Mittelteil des Südstrandes überwiegt dagegen der Strandrückgang, wie er auch auf Abb. 8 und 9 und besonders auf Abb. 11 zu erkennen ist. Darüber hinaus fällt ab 1965 eine Abnahme auf, die bis 1982 im Profil $S + 300$ m rd. 150 m, im Profil $S + 400$ m rd. 200 m und im Profil $S + 500$ m rd. 250 m ausmacht. Dieses Profil liegt unmittelbar in der Verlängerung der Achse der Landebahn (Abb. 30).

Dieser Rückgang nimmt im östlichen Abschnitt des Südstrandes entsprechend der stetigen Verschwenkung der Aade noch weiter zu (vgl. Abb. 11); er beträgt hier im Profil S + 600 m von 1965 bis 1982 rd. 400 m. Weiter östlich beginnt dann schon der Einfluß der Aade, deren kurzzeitige Änderungen den langfristigen Trend undeutlich machen. Das in östliche Richtung verlaufende Profil E ± 0 m zeigt dagegen schon den stetigen Anwachs am Oststrand, der hier in den Jahren von 1965 bis 1980 rd. 300 m beträgt (Abb. 31).

Zu beachten ist bei allen Profilen von S + 200 m bis S + 700 m (Abb. 28 bis 31) die



kurzfristige Spitze einer Verbreiterung im Jahre 1974. Sie ist auf die Aufspülung von rd. 240 000 m³ Sand zwischen Mai 1974 und August 1974 zurückzuführen (Abb. 10). Wie der Verlauf der Strandlinien auf Abb. 29 bis 31 zeigt, hat diese Aufspülung keinen nachhaltigen Erfolg gehabt; bereits die Vermessung von 1975 (Abb. 9) zeigt nur noch Spuren davon. Interessant ist dabei, daß der Winter 1974/75 zwar keine sehr schweren Sturmfluten, wohl aber eine große Zahl leichter und mittlerer Sturmfluten erbracht hat (vgl. dazu Abb. 18 und 19).

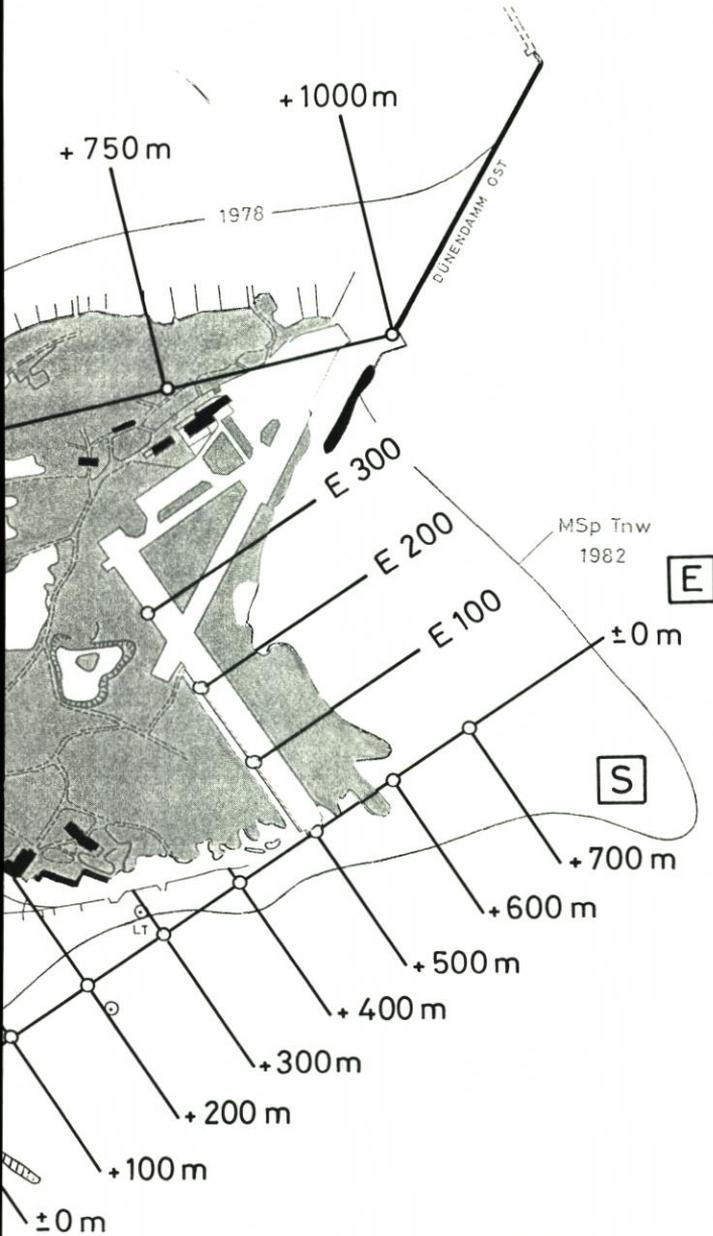


Abb. 28. Lageplan der Schnitte für die Veränderung der Strandlinien

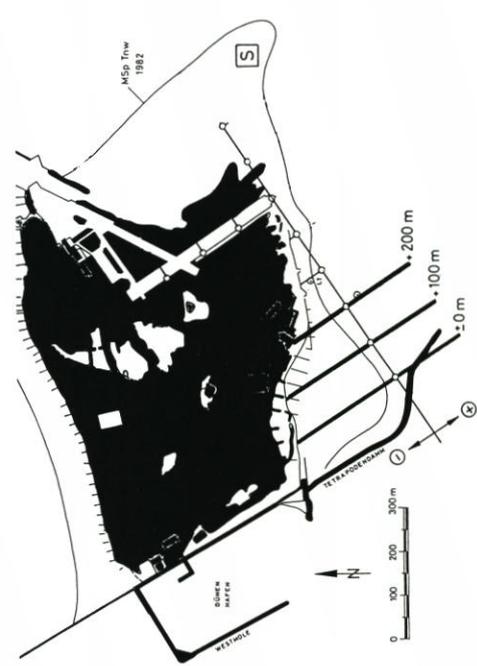
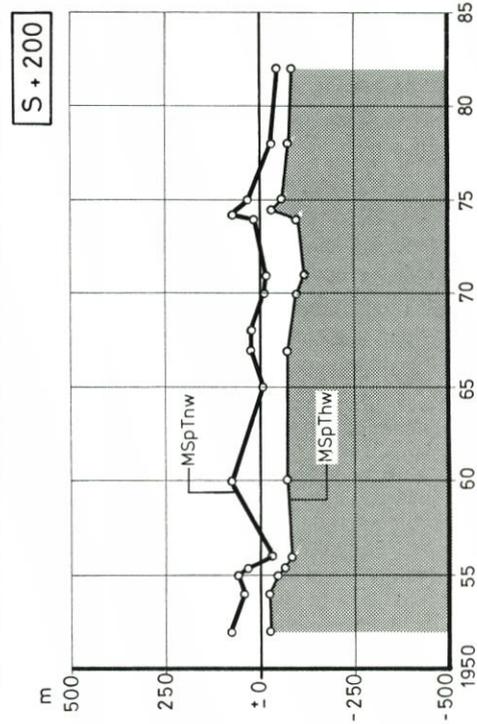
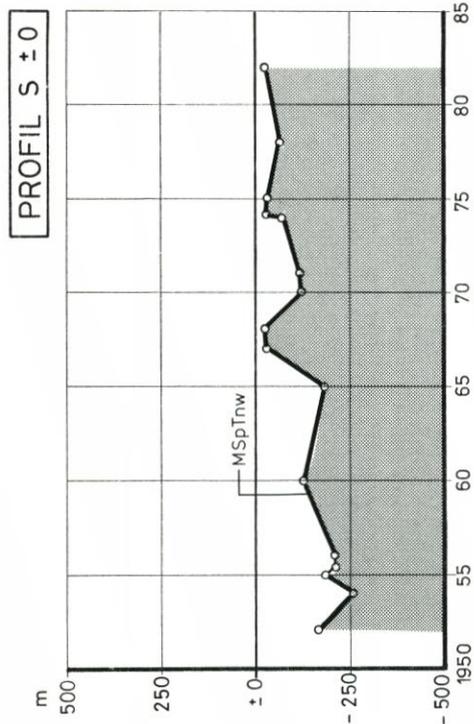
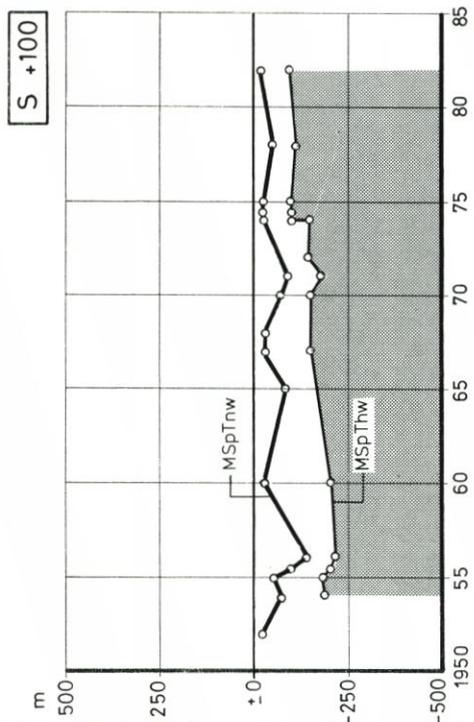


Abb. 29. Westteil des Südstrandes; Verlagerungen der Strandlinien von 1952 bis 1982

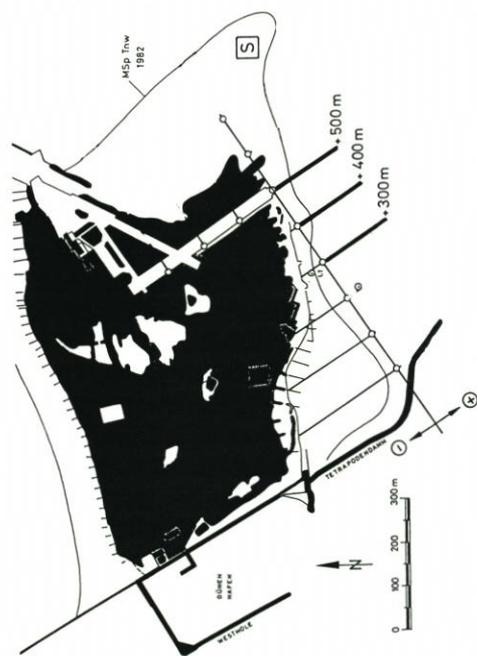
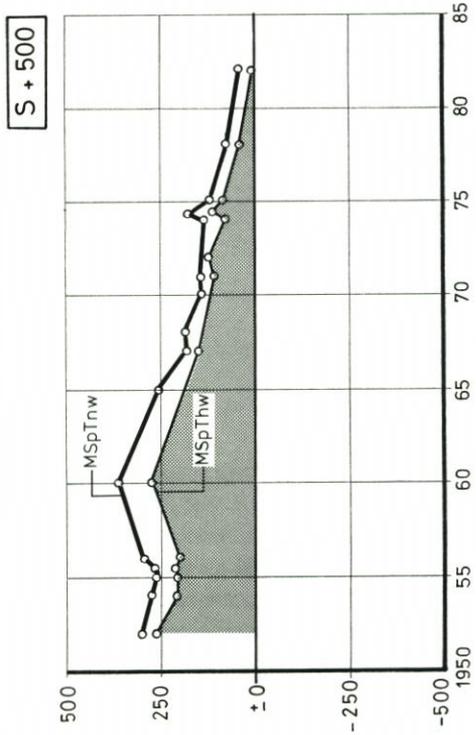
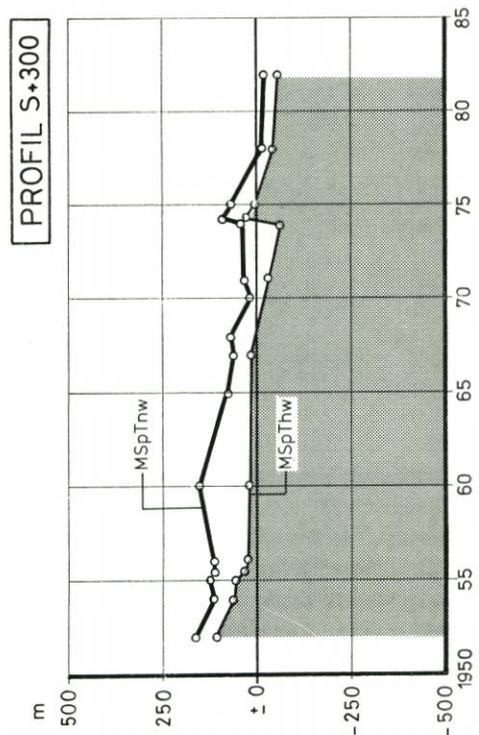
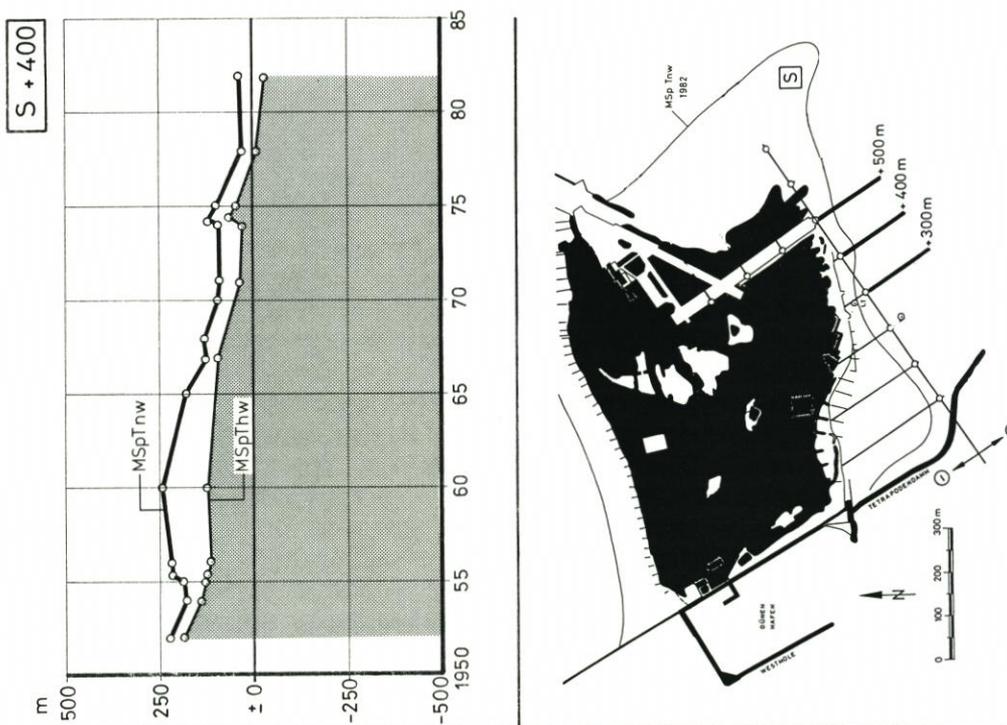


Abb. 30. Mittelteil des Südstrandes; Verlagerungen der Strandlinien von 1952 bis 1982

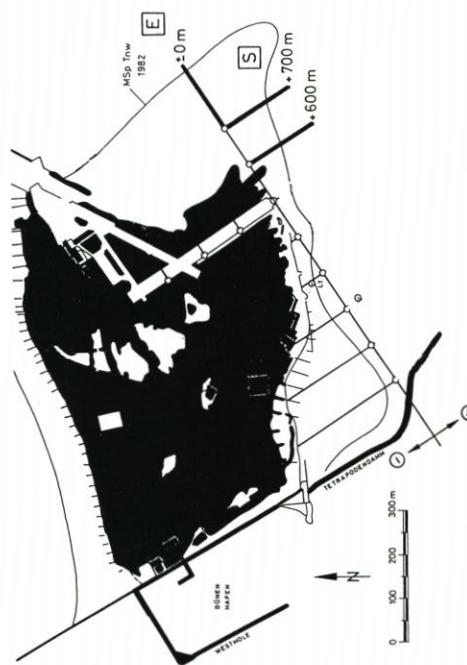
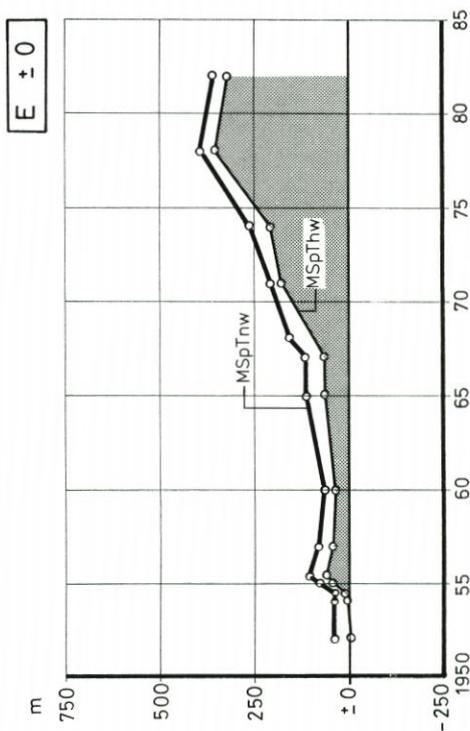
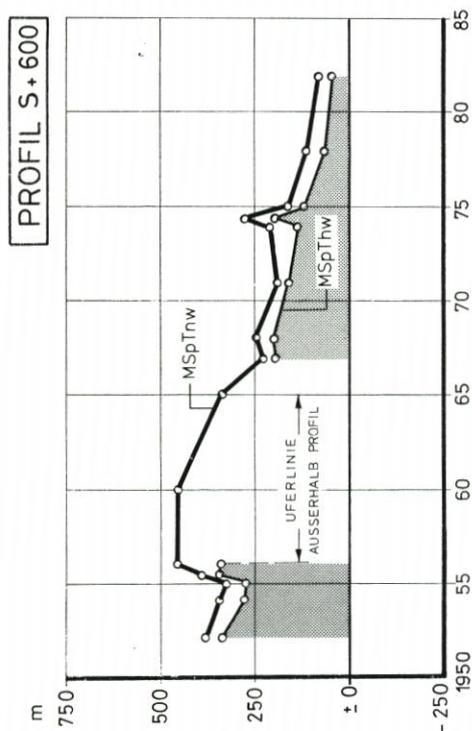
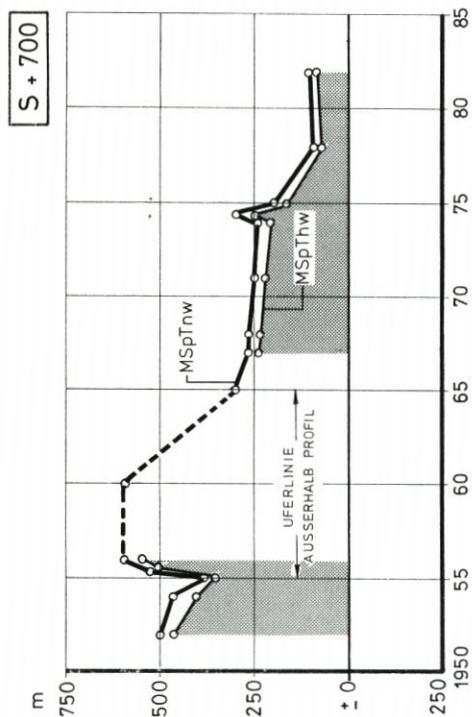


Abb. 31. Ostteil des Südstrandes; Verlagerungen der Strandlinien von 1952 bis 1982

Der Südstrand kann allgemein in drei Abschnitte gegliedert werden:

- der Abschnitt von der Wurzel der Tetrapodenbuhne bis zum Dünenrestaurant, der einen flachen Sandstrand aufweist und der weitgehend lagestabil ist (Abb. 29);
- der Abschnitt vom Dünenrestaurant bis zum Kopf der Landebahn, der bei deutlich von Westen nach Osten zunehmender Strandneigung ebenfalls einem zunehmenden Rückgang ausgesetzt ist (Abb. 30) und
- der Abschnitt vom Kopf der Landesbahn bis zur Aade, der neben starkem Abbruch auch eine deutliche Verschwenkung der Strandlinien nach Nordosten aufweist (Abb. 31; Abb. 11).

Diese Charakteristik ist eindeutig auf den vorherrschenden Materialtransport von Westen nach Osten zurückzuführen, der durch die Diffraktion und Refraktion der Wellen in eine vorwiegende Angriffsrichtung der Wellen aus Südwest und die damit verbundenen Brandungsströmungen bedingt ist. Wie bereits erwähnt (Abschnitt 2.2), wird durch die nordöstliche Verschwenkung der Strandlinien im Bereich der Aade der Angriffswinkel der Wellen immer ungünstiger. Die Strandentwicklung zeigt weiterhin, daß die Schutzwirkung der Tetrapodenbuhne im gegenwärtigen Ausbauzustand nur etwa bis zum Dünenrestaurant reicht. Die Entwicklung auf den davon östlich gelegenen Strandabschnitten kann als eine großräumige Lee-Erosion verstanden werden, die sich dem ohnehin vorhandenen Abbruchgeschehen überlagert. Da sich die sturmflutreichen Jahre nach 1962 mit den Zeiten überlagern, in denen die Buhne abschnittsweise bis auf den heutigen Zustand vorgetrieben wurde (von 1965 bis 1974), ist eine Trennung beider Einflüsse nicht möglich. Wichtig ist nur, daß, wie Abb. 29 bis 31 bei fast allen Profilen zeigen, dieser Prozeß noch keinesfalls abgeschlossen ist. Hierauf wird noch abschließend eingegangen werden.

Erwähnt werden muß noch der Einfluß östlicher Windlagen. Hierzu ist zu sagen, daß infolge der geringeren Streichlängen vom Festland her und auch infolge der im Mittel geringeren Windgeschwindigkeiten und -häufigkeiten der Wellenangriff allgemein geringer ist als der aus den westlichen Richtungen. Hinzu kommt, daß bei Stark- und Sturmwindlagen aus östlichen Richtungen die Wasserstände infolge des Windsunkes (Abb. 23) fallen, so daß der Wellenangriff nicht in den höheren Strandabschnitten wirksam werden kann, sondern im wesentlichen auf die Wasserwechselzone beschränkt bleibt. Hier werden jetzt im Bereich des Südstrandes Brandungsströmungen erzeugt, die, bei größeren Wassertiefen auch von der Tideströmung unterstützt, Material von Osten nach Westen transportieren und auf diese Weise eine gewisse Rücklaufwirkung haben, die sich jedoch nur auf die Bereiche unterhalb der MThw-Linie erstreckt. Der beobachtete Anwachs im Flachwassergebiet unmittelbar östlich der Tetrapodenbuhne steht mit Sicherheit mit dieser Sandwanderung in Verbindung. Einen entscheidenden Einfluß auf das allgemeine Abbruchgeschehen haben aber diese sekundären Materialtransporte nicht.

Unzweifelhaft ist der erhebliche Einfluß von Ostwindlagen auf die jeweilige Ausrichtung und Form der Aade. Wie aber bereits erwähnt, handelt es sich hier nur um morphologisch kurzfristige Vorgänge.

Als Folge des Strandrückganges findet bei Sturmfluten der Dünenabbruch statt, der z. T. bereits aus Abb. 8 und 9 ersichtlich ist. Wie aus Abb. 24 hervorgeht, folgt er sprunghaft der Entwicklung des Strandes. Der Dünenrückgang ist dabei vermessungstechnisch wesentlich schwieriger zu erfassen als der Rückgang der Strandlinien, weil sowohl die Lage des Dünenfußes als auch bei stark gegliederter Oberfläche der Düne die mittlere Lage der Abbruchkante oft schwer zu definieren sind. Beim Vergleich verschiedener Vermessungen kommt hinzu, daß durch künstliche Aufschüttungen als Sofortmaßnahmen (vgl. den folgenden Abschnitt) das Bild des natürlichen Abbruchgeschehens verändert wird. Die Ermittlungen von PRACK (1982)

ergeben folgende Informationen über die Dünenabbrüche am Südstrand (hinsichtlich einer Zuordnung zu den jeweils vorherrschenden Wetterlagen und den Verweilzeiten der Sturmflutwasserstände wird auf Abb. 18 bis 22 verwiesen):

Sturmflutkette im November/Dezember 1973:

- am Dünenrestaurant Verlagerung des Dünenfußes um 5 bis 10 m
- vor Kopf der Landebahn Verlagerung des Dünenfußes 30 bis 40 m
- Einsturz des Molenkörpers in unmittelbarer Nähe der Wurzel der Tetrapodenbuhne

Januarsturmfluten 1976:

- im Strandbereich vom Dünenrestaurant bis zum Kopf der Landebahn „relativ geringe Sandverluste“
- vor dem Kopf der Landebahn Verlagerung des Dünenfußes um 30 m

Wintersturmflut Dezember 1979¹⁾:

- an der Westseite des Landebahnkopfes Unterspülung auf etwa 18 m Länge
- an der Ostseite des Landebahnkopfes Unterspülung auf einer Länge von etwa 22 m

Sturmflut Januar 1981:

- westlich der Landebahn Sandabtrag mit Höhen um 5 m bis 35 m düneneinwärts
- an der alten Südmole hinter der Tetrapodenbuhne Hinterspülungen

Sturmflut November 1981:

- Sandabtrag bis 25 m düneneinwärts

Selbst wenn hiermit nicht alle Sturmfluten und die dadurch hervorgerufenen Schäden erfaßt sein sollten, geht doch aus der vorstehenden Aufzählung das sprunghafte Verhalten des Abbruchgeschehens hervor, das auf Abb. 24 schematisch dargestellt und begründet wurde.

Insgesamt können die Ergebnisse für den Südstrand dahingehend zusammengefaßt werden, daß der Strandrückgang und damit bei höheren Sturmfluten auch die Dünenverluste weitergehen werden, wenn nicht durch geeignete Maßnahmen in diese Entwicklung eingegriffen wird.

3.3 Menschliche Eingriffe seit 1952

Als künstliche Eingriffe wurden bereits die Sandaufschüttungen erwähnt, die meist nach Sturmfluten oder auch vor Beginn der Badesaison als örtliche Maßnahmen durchgeführt werden. Eine solche Strandaufhöhung größeren Ausmaßes (rd. 85 000 m³) wurde 1954 vor dem Dünenrestaurant bis auf Dünenhöhe vorgenommen. Wie aber Abb. 32 zeigt, war bereits im Oktober 1956 nach den Sturmfluten in den Wintern 1954/55 und 1955/56 (vgl. Abb. 18 und 19) diese Substanz weitgehend wieder aufgezehrt. Derartige Maßnahmen können daher nur als örtliche Notbehelfe angesehen werden; für die allgemeine Strandentwicklung sind sie ohne Bedeutung.

Eine Maßnahme von größerer Dimension stellte die Strandvorspülung im Sommer 1974 dar, bei der rd. 240 000 m³ großflächig auf dem Südstrand aufgebracht wurden. Die Gegenüberstellung der Zustände vom Mai 1974 und vom August 1974 auf Abb. 10 zeigt das Ausmaß der Strandveränderung durch diesen künstlichen Eingriff. Bereits Abb. 9 (Juli 1975) macht jedoch deutlich, wie schnell sich der vorherige Strandzustand wieder eingestellt hat. Noch überzeugender geht dieses aus den Zeit-Weg-Diagrammen auf Abb. 29 bis 31 hervor, in dem

¹⁾ Bei der nicht besonders hohen Sturmflut im Dez. 1979 (HN + 2,05 m) spielte außer der ungewöhnlich starken Südwestkomponente des Windes (Abb. 21) wahrscheinlich auch der Umstand eine Rolle, daß der Landebahnkopf inzwischen in die Nähe der Hochwasserlinie gerückt war und bei der Sturmflut erstmalig als Hindernis für die Wellenbewegung in Erscheinung trat.

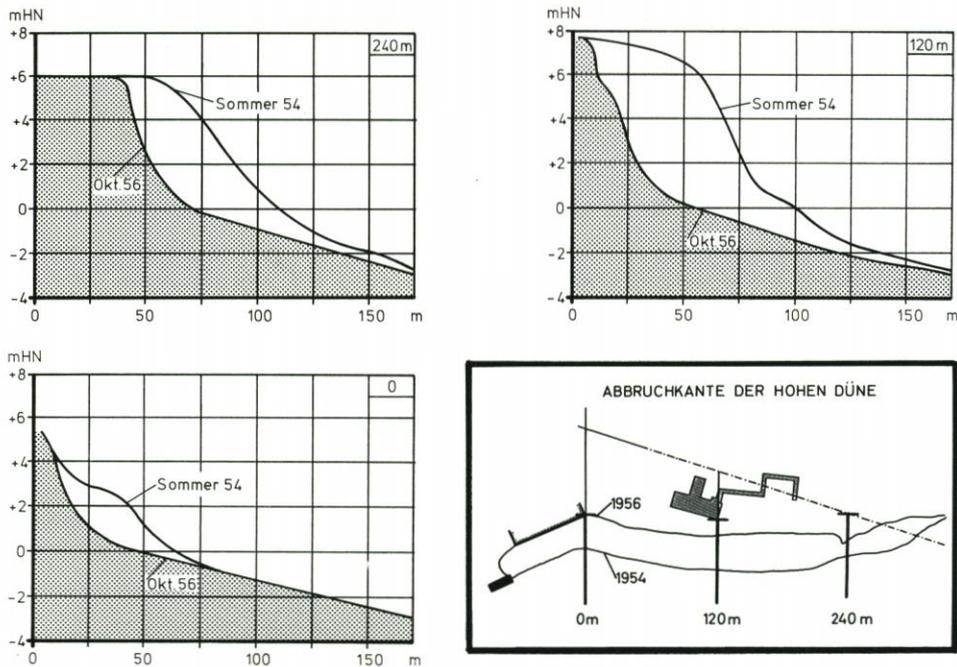


Abb. 32. Verhalten einer Strandauffüllung im Mittelteil des Südstrandes im Jahre 1954

die Sandaufspülung nur als eine singuläre Spitze auf einer sonst nahezu kontinuierlich verlaufenden Entwicklungsfunktion erscheint. Der Winter 1974/75 war verhältnismäßig reich an mittleren Sturmfluten (Abb. 18 und 19). Sie reichten aus, um fast den gesamten Sandvorrat durch die Brandungsströmungen aus dem Südstrand in östliche Richtung zu verlagern.

Es geht hieraus hervor, daß durch Sandvorspülungen auch größeren Ausmaßes hier keine bleibende Stabilisierung des Südstrandes erreicht werden kann, solange nicht dafür gesorgt wird, daß dieser Sand nicht in kürzester Zeit nach Osten verlagert wird und damit dem Südstrand wieder verlorengeht.

Der Abbruch der Südmole des Dünenhafens 1954/55 hat offensichtlich keine nachhaltigen Veränderungen am Südstrand bewirkt; zumindestens blieben die positiven Veränderungen hinter den Erwartungen zurück. Im Bereich der Südmole waren eher Schäden an der Düne die Folge. So kam es zum Bau der Tetrapodenbuhne, die sich in drei Abschnitten von 1965 bis 1974 vollzog. Abbildung 33 zeigt den Verlauf der einzelnen Bauabschnitte und die Veränderungen in der Höhenlage der Buhne als Folge des Wellenangriffes.

Der erste Bauabschnitt (1965) umfaßte eine Länge von rd. 250 m in etwa südöstlicher Richtung; die Krone wurde etwa auf HN + 1,75 m, also rd. 1 m über MThw (HN + 0,78 m), gelegt. Diese Buhne wurde 1968 in gleicher Höhe um rd. 150 m in östlicher Richtung verlängert (Abb. 33).

Ein Aufmaß im Jahre 1974 (nach den Herbststurmfluten 1973) ergab, daß die Kronenhöhe fast auf ganzer Länge unter die Höhe des MThw abgesunken war. Zugleich mit einer weiteren Verlängerung um rd. 100 m wieder in ungefähr südöstlicher Richtung wurde daher die alte Kronenhöhe auf ganzer Länge wiederhergestellt. Bei einem Aufmaß im Jahre 1982 wurden aber bereits wieder Absenkungen der Kronenhöhe festgestellt, die im Bereich der letzten Verlängerung von 1974 Beträge über 1 m erreicht hatten (Abb. 33).

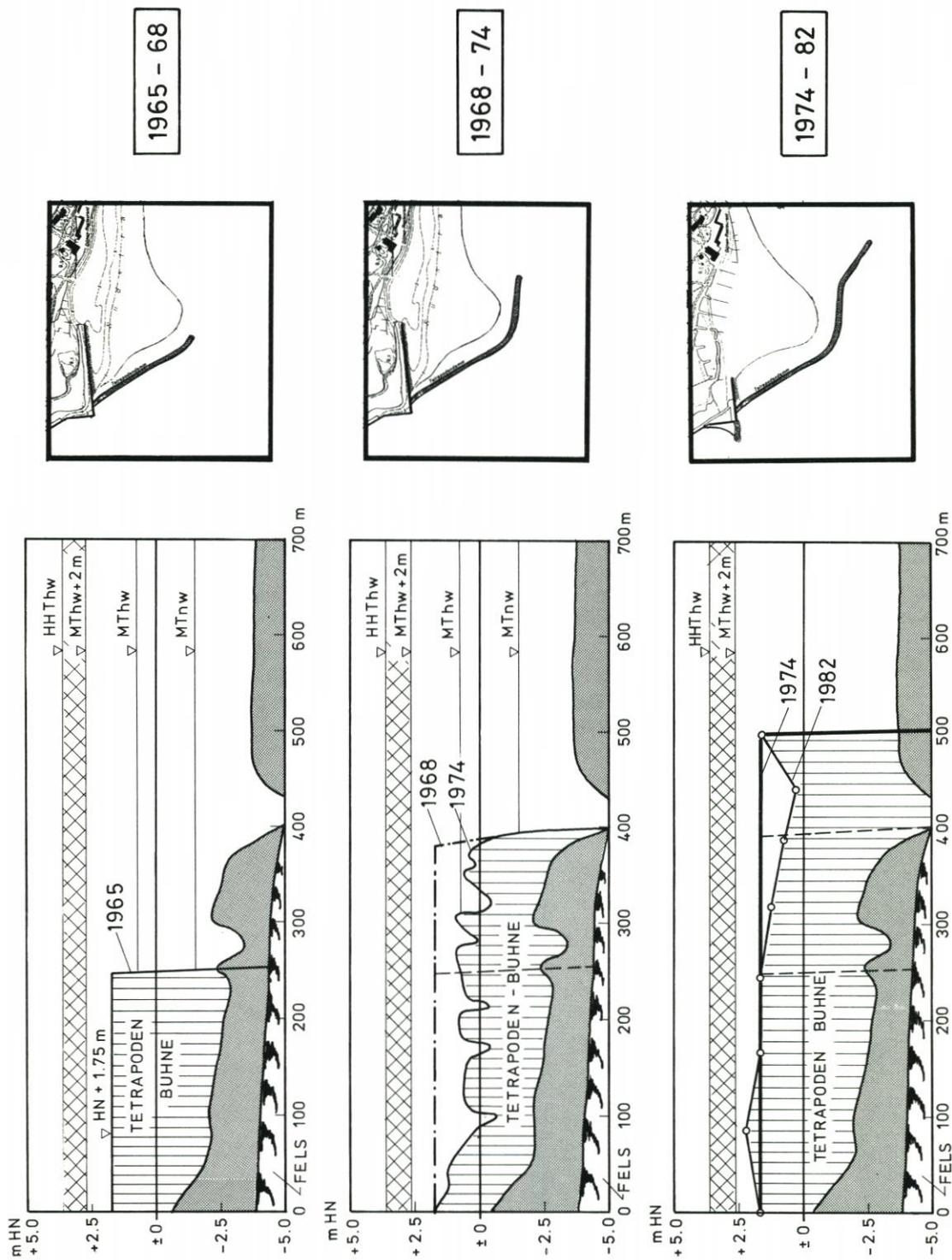


Abb. 33. Bau und Entwicklung der Tetrapodenbuhne 1965 bis 1982

Ob die Linienführung der bestehenden Tetrapodenbuhne in allen Einzelheiten optimal ist, kann ohne weitere eingehende Untersuchungen nicht beurteilt werden. Als eine positive Wirkung kann aber unbedingt festgestellt werden, daß die Ausbildung des Strandbereiches zwischen der Bühnenwurzel und dem Dünenrestaurant (also des jetzigen Hauptbadestrandes) dieser Buhne zu verdanken ist. Dies geht aus allen morphologischen Entwicklungsaufnahmen (Abb. 8 und 9) und besonders deutlich aus den Zeit-Weg-Diagrammen auf Abb. 29 hervor.

Die morphologischen Entwicklungen auf Abb. 8 und 9 und die Auftragungen der Veränderungen der Strandlinien auf Abb. 29 bis 31 zeigen aber ebenfalls, daß sich die Schutzwirkung der Buhne für den Strand (unter dem Einfluß der vorherrschenden Wellenangriffsrichtung einschließlich der Diffraktionen und Refraktionen „Gleichrichtereffekt“) nur bis zur Höhe des Dünenrestaurants erstreckt. Von hier aus setzen dann nach Osten hin Rückgangerscheinungen ein, die zumindestens teilweise auf die großräumige Lee-Erosion der Buhne zurückgeführt werden müssen. In diesen Bereichen bietet die Buhne auch der Düne keinen Schutz mehr.

Es scheint im Widerspruch mit der Schutzwirkung der Buhne für den Strandbereich zwischen der Bühnenwurzel und dem Dünenrestaurant zu stehen, daß auch nach ihrem Bau in diesem Strandbereich Dünenabbrüche auftraten. Er kann wie folgt erklärt werden: Bei Wasserständen unterhalb der Kronenhöhe findet u. U. ein Wellenüberschlag statt, der aber in Lee an der Buhne keinen nennenswerten Seegang erzeugen kann. Steigt der Wasserstand weiter bis etwa zur Höhe der Bühnenkrone, so gewinnt der sog. Transmissionskoeffizient an Bedeutung, der angibt, wieviel Prozent der ankommenden Wellenhöhe über die Buhne hinweggehen. Steigt der Wasserstand noch weiter über die Höhe der Bühnenkrone hinaus, so nimmt dieser Transmissionskoeffizient schnell zu, und zwar in Abhängigkeit von der Breite und der Form der Bühnenkrone. Es kann aber als Faustregel gelten, daß dann, wenn der Wasserstand über der Bühnenkrone in die Größenordnung der ankommenden Wellenhöhen gelangt, dieser Koeffizient sich dem Werte 1 oder 100 % nähert. Das bedeutet, daß die Wellen mit nur geringem Energieverlust über die Bühnenkrone gelangen, die Buhne also praktisch wirkungslos wird.

Aus Abb. 33 geht hervor, bei welchen Wasserständen und bei welchen Wellenhöhen dies bei den jeweiligen Zuständen der Tetrapodenbuhne der Fall ist bzw. war. Immerhin gelangt bei höheren Sturmfluten ein wesentlicher Anteil der Seegangenergie über die Buhne in deren Leebereich und kann dort entsprechende Schäden in den höheren Strandbereichen, am Dünenfuß und an der Düne selbst erzeugen, während der eigentliche Strandbereich zwischen der MTnw- und MThw-Linie bei diesen Wasserständen durch ein entsprechendes „Wasserpelster“ geschützt ist.

Daß bei Wasserständen etwa ab 1 m über MThw die Buhne so gut wie keine Auswirkungen mehr auf die Wellenausbreitung hat, geht auch aus verschiedenen Luftbildern hervor. Ihre Schutzwirkung ist also auf Wasserstände beschränkt, die deutlich unterhalb dieser Höhe liegen. So erklärt sich, daß die Buhne zwar den Strand, aber nicht die Düne schützen kann. Eine Abhilfe kann hier nur eine Erhöhung der Bühnenkrone bringen.

Es wurde auch die Frage angeschnitten, ob durch den Bau der Tetrapodenbuhne eine mögliche Sandzufuhr von der Südreede her unterbrochen wurde. Wenn diese vor ihrem Bau wirklich vorhanden war, so reichte sie auf jeden Fall nicht aus, um einen stabilen Südstrand zu erzeugen. Der Einfluß des Dünenhafens auf die Sandbewegung in und südlich der Südreede ist jedenfalls von wesentlich größerer Bedeutung.

Als letzte Baumaßnahme (nach 1982) muß die neue Buhne aus Tetrapoden genannt werden, die im Winter 1982/83 in Verlängerung der Landebahn vor allem zum Schutze des Landebahnkopfes errichtet wurde. Wie bereits bemerkt, führte schon die Tatsache, daß zu



Abb. 34. Blick über die Aade auf das Ende der Landebahn mit Tetrapodenbuhne (Aufnahme vom 24. 2. 1984, 10.00 h)

diesem Zeitpunkt das Südennde der Landebahn von der MThw-Linie bereits erreicht war, eine neue Komponente in die weitere Strandentwicklung ein, die durch den Bau der rd. 60 m langen Buhne weiter verstärkt wurde. Es stehen zwar neue Vermessungen nach dem Winter 1983/84 noch aus. Die nach den Januarsturmfluten 1984 am 24. 2. 1984 aufgenommenen Luftbilder (Abb. 34 und 35) deuten aber an, daß bisher zwar eine gewisse Anlandungstendenz auf der Luvseite der Buhne festzustellen ist, zugleich sich aber auf der Leeseite der Beginn einer neuen Lee-Erosionszone abzeichnet. Auf diese Fragen wird noch abschließend im Hinblick auf die künftige Entwicklung des Südstrandes einzugehen sein.

4. Die Entwicklung der übrigen Strände (von 1952 bis 1982)

4.1 Oststrand

Der Oststrand (von der Aade bis zum Dünendamm Ost) kann als der problemloseste Strandabschnitt der Düne angesehen werden. Er hat sich bereits vor 1944 als „Neuland“ (SEIFERT, 1953) gebildet und unter stetiger Verbreiterung nach Nordosten ständig vergrößert, wie es aus den morphologischen Aufnahmen auf Abb. 8 und 9 sowie besonders aus Abb. 11 zu ersehen ist. Die Richtung der Strandlinie von Nordwest nach Südost ist dabei bemerkenswert konstant geblieben.

Auch die Entwicklung der Strandlinien MSpTnw und MSpThw zeigt diesen Anwachs (Abb. 36), der sich nach 1968 deutlich verstärkt (Folge der Lee-Erosion als Tetrapodenbuhne?).

Das Gebiet des hohen Vorstrandes östlich der Landebahn ist unbebaut (und sollte es auch bleiben!). Der Strand selbst ist wegen seines hohen Geröllanteiles als Badestrand ungeeignet.



Abb. 35. Beginnende Lee-Erosion östlich des Endes der Landebahn (Aufnahme vom 24. 2. 1984, 10.00 h, bei MTnw)

Seine Bedeutung besteht darin, daß er einen natürlichen Schutz der Landebahn gegen Osten bietet. Hier können Probleme dadurch entstehen, daß bei der fortwährenden Nordverlagerung der Aade der Oststrand am Süden der Landebahn schwindet. Diese Gefahr besteht weniger durch Seegangsangriff aus Osten als vielmehr durch Lee-Erosion östlich der Landebahn bei westlichen Winden (Abb. 17). Aus diesem Grunde ist eine Stabilisierung dieses Bereiches – der unmittelbar mit der Aade in Verbindung steht – anzustreben.

4.2 Nordstrand

Wie Abb. 1 und 2 zeigen, ist der „Umweg“ durch Diffraktion für den Seegang aus Westen zum Nordstrand wesentlich kürzer als der zum Südstrand. Bei Winden aus nordwestlichen Richtungen liegt der Nordstrand sogar völlig außerhalb der schützenden Hauptinsel. Zwar sind dem Nordstrand die Klippenfelder des Wittekliffbrunns, des Olhövbrunns und der Kalberdans mit ihren z. T. geringen Wassertiefen vorgelagert, die einen Teil der Seegangenergie durch die Bildung von Brandungszonen dem Nordstrand fernhalten, dieser Einfluß läßt jedoch bei erhöhten Wasserständen, also gerade bei den Sturmfluten, nach, so daß der Nordstrand als ein ausgesprochen seegangsexponierter Strand angesehen werden muß.

Um so erstaunlicher ist der Befund aus den morphologischen Unterlagen (Abb. 8 und 9), daß sich die Strandlinien (nicht die Dünenkante!) von 1952 bis 1982 im Gegensatz zu dem – scheinbar! – mehr geschützten Südstrand so gut wie nicht verändert haben. Dies wird durch die Zeit-Weg-Diagramme der Strandlinien bestätigt (Lage der Profile vgl. Abb. 28), die für alle Strandbereiche zwar geringfügige Schwankungen der Linien für MSpTnw und MSpThw ergeben, aber doch nahezu gleichbleibende Mittelwerte aufweisen (Abb. 37).

Der Grund für diese Lagestabilität ist darin zu suchen, daß sich der Nordstrand nahezu

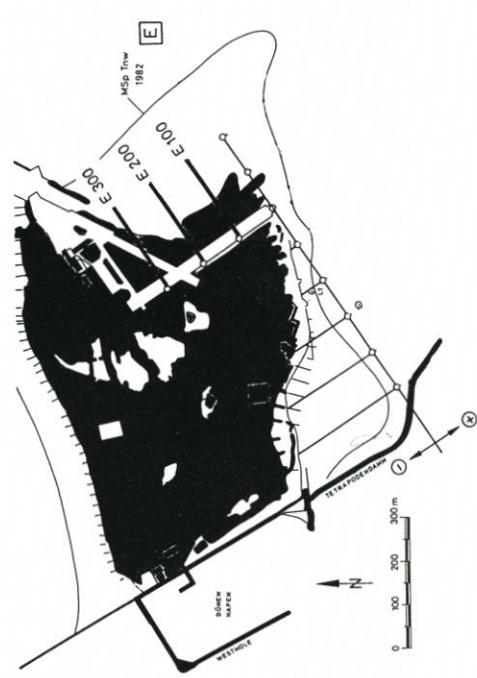
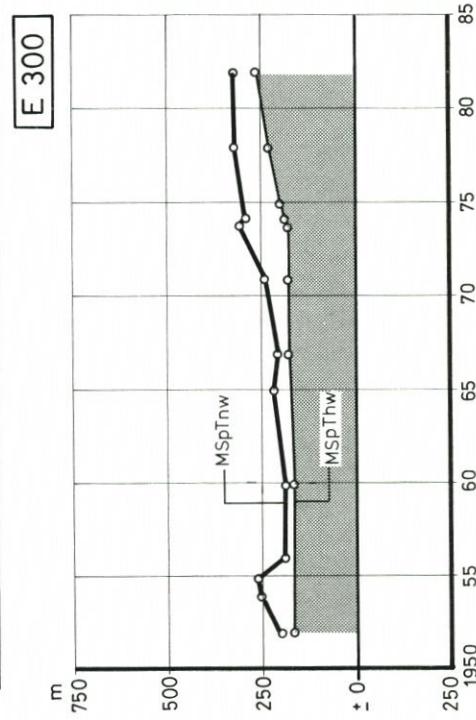
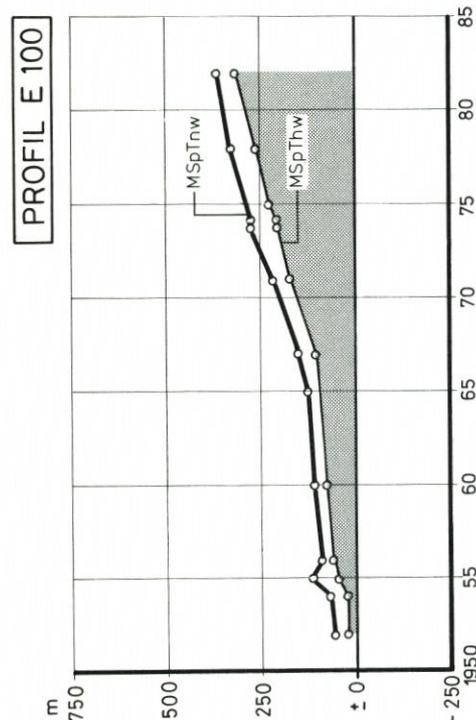
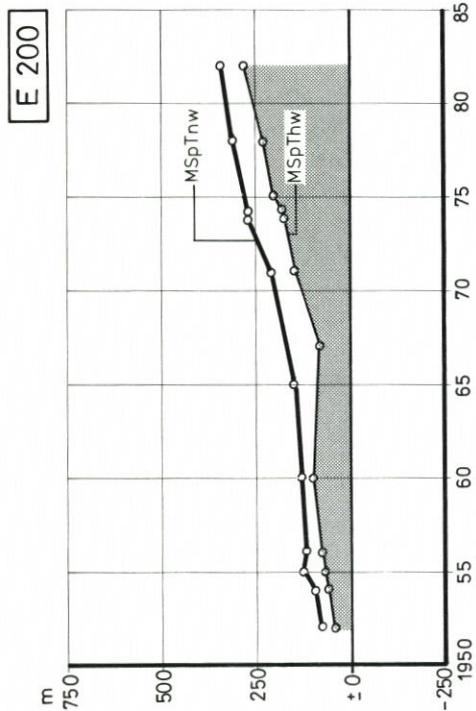


Abb. 36. Verlagerung der Strandlinien des Oststrandes von 1952 bis 1982.

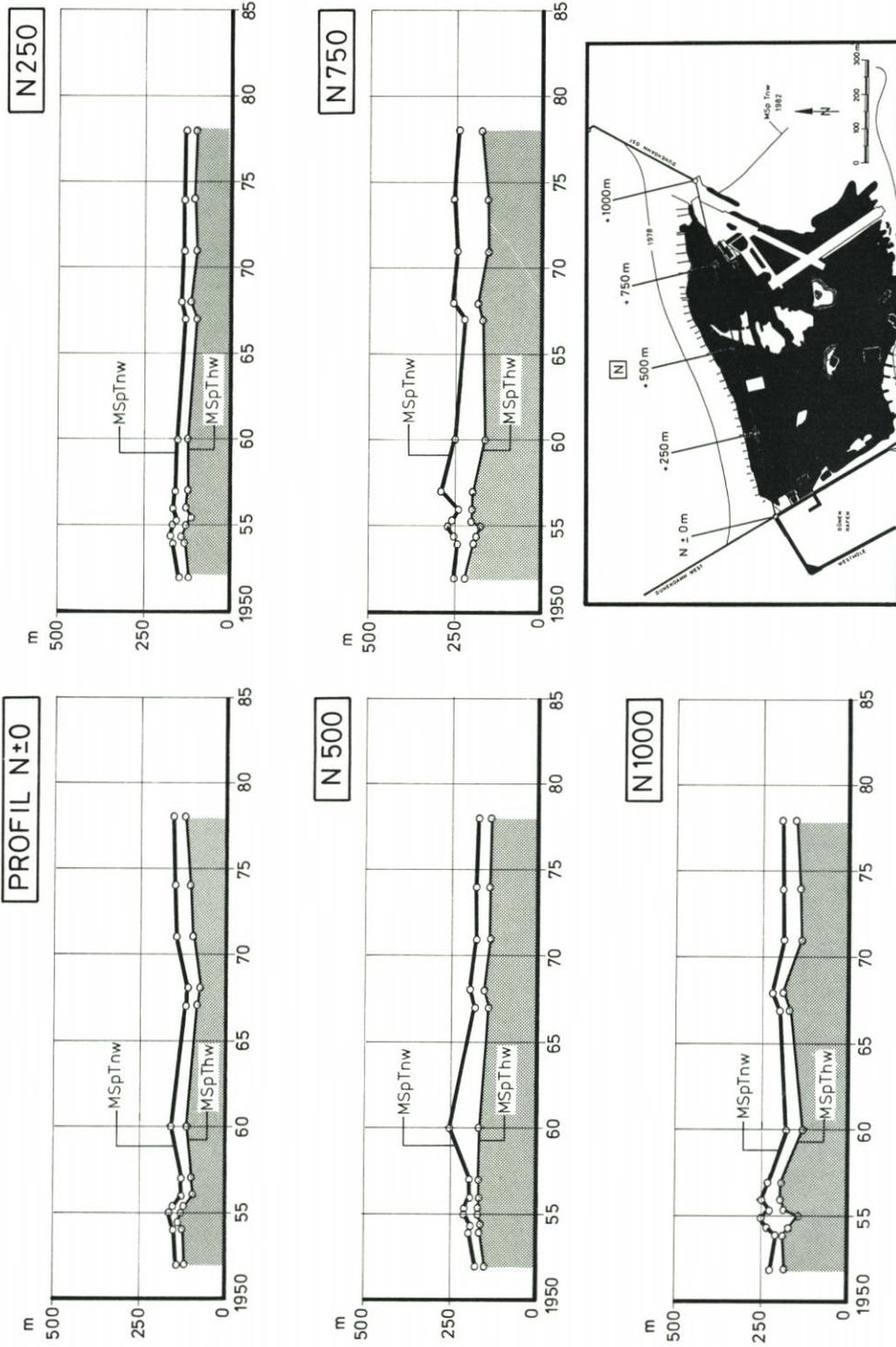


Abb. 37. Verlagerung der Strandlinien des Nordstrandes von 1952 bis 1982

senkrecht zu den vorherrschenden Wellenangriffsrichtungen ausgebildet hat und daß daher im Strandbereich keine nennenswerten strandparallelen Brandungsströmungen auftreten können. Eine geringe Störung in dem sonst ausgeglichenen Strandbogen liegt bei Profil N + 750 m und ist auf fast allen Aufnahmen zu erkennen (vgl. Abb. 8 und 9). Die flache Höftbildung ist dadurch bedingt, daß sie auf einem sehr widerstandsfähigen Felsuntergrund aufliegt.

Daß sich dieser lagestabile Strandbogen ausbilden konnte, liegt daran, daß er auf beiden Seiten von den Dünendämmen West und Ost eingefaßt wird, die so ausgerichtet sind, daß sie die vorherrschende Wellenangriffsrichtung am Strand zwischen sich einschließen (vgl. Abb. 3).

Das Foto auf Abb. 38 zeigt, daß bei Sturmfluten an den Dünendämmen schwere Wellenbelastungen mit Brandungen und Wellenüberschlag auftreten. Auch ohne Beschädigung an den Molen dieser Dünenkämme kommt es dabei zu Sandverlusten, die jedoch nur örtlich bleiben und sich im Laufe der Zeit wieder ausgleichen. Es hat den Anschein, daß hier am Nordstrand auch eine gewisse Sandzufuhr von den Klippenfeldern her stattfindet.

Ein Widerspruch scheint am Nordstrand darin zu liegen, daß trotz der stabilen Lage der Strandlinien (Abb. 37) Dünenabbrüche bei Sturmfluten auftreten. Dieser Widerspruch erklärt sich dadurch, daß es sich bei den sog. Dünen am Nordstrand gar nicht um natürliche Bildungen handelt, sondern daß, wie es Abb. 7 deutlich zeigt, der Nordstrand auf ganzer Länge landseitig von der künstlichen Aufspülfläche begrenzt ist, die nach 1938 zum Bau des Militärflughafens angelegt wurde. Diese wurde damals zum Schutze gegen Sandverwehungen mit einer 0,2 bis 0,5 m starken Schicht aus Buntsandsteinschutt bedeckt (nach SEIFERT, 1953). Sowohl diese Steindecke als auch Reste der alten Landebahn (am Westende des Nordstrandes) werden an frischen Abbruchkanten nach Sturmfluten sichtbar. Nur infolge nachfolgender

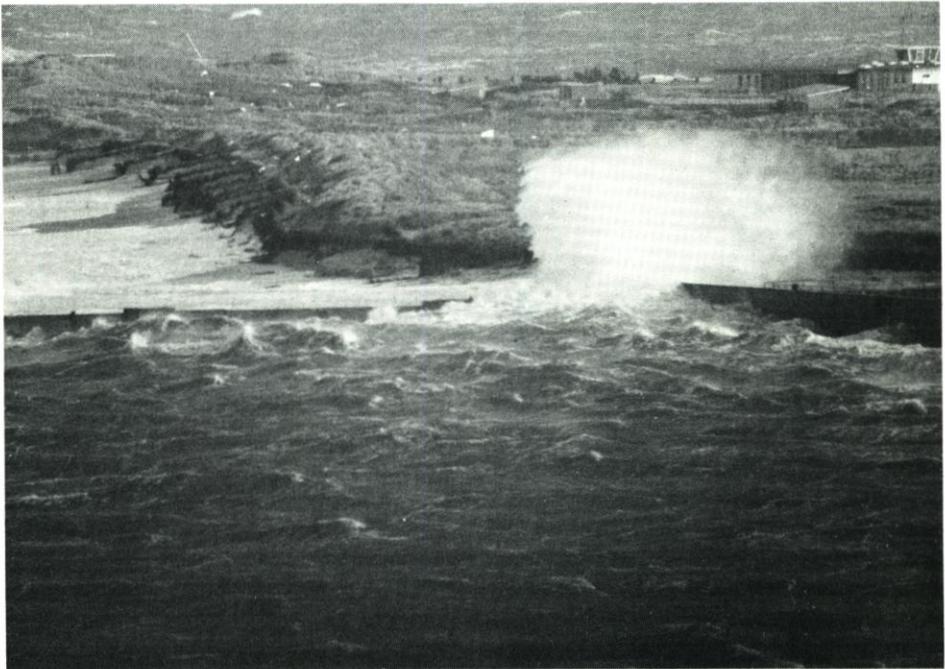


Abb. 38. Überschlagende Wellen am Dünendamm-West (Aufnahme vom 19. 11. 1982; Foto: Singer, Helgoland)

Überwehungen durch Sandflug und durch anschließenden Bewuchs ist es dazu gekommen, daß diese künstliche Aufspülfläche heute wie ein natürliches Düengelände wirkt.

Bei hohen Sturmfluten und entsprechenden Seegangswirkungen kommt es auch heute noch zu Abbrüchen der Aufspülflächen. Der wichtigste Unterschied zu einem natürlichen, unter Erosion stehenden Strand nach Abb. 24 besteht darin, daß sich bei fortschreitendem Abbruch der „Dünenkante“ hier die Abstände zwischen den Strandlinien MTnw und MThw und dem „Dünenfuß“ fortwährend vergrößern und auf diese Weise ein immer breiter werdender trockener Strand oberhalb MThw entsteht, auf dem – wie auf dem Nordstrand festgestellt werden kann – nach längeren Sturmflutpausen bereits Primärdünen und Bewuchs auftreten. Dieser zunehmende breite Strand bedeutet dann auch einen zunehmenden Schutz für die Abbruchkante.

Zusammenfassend kann zur Entwicklung des Nordstrandes gesagt werden, daß sich dessen Strandlinien nach dem Bau der Düendämme West und Ost in kurzer Zeit (bereits vor 1952) auf die heutige Lage stabilisiert haben. Die Abbruchkante des künstlichen Aufspülgeländes hat aber bis heute einen Gleichgewichtszustand noch nicht erreicht.

4.3 Westseite und Dünenhafen

Die gesamte Westseite der Düne wurde durch die Arbeiten der Marinebauverwaltung in der Vorkriegs- und Kriegszeit befestigt und hat keinen natürlichen Strand mehr. Der nördliche Teil dieser Uferbefestigung wird von dem bereits erwähnten Düendamm-West gebildet, während im südlichen Teil die landseitige Kaje des Dünenhafens den Abschluß der Düne bildet. Als Fortsetzung dieser Befestigungen kann der Tetrapodendamm angesehen werden, der unmittelbar an diese Kaje anschließt.

Abbildung 39 (Ausschnittsvergrößerung aus Abb. 6) zeigt den Dünenhafen im Zustand von 1952. Der Bau fand 1939 bis 1941 statt. Von Interesse ist, daß danach noch der Nordmole C–B ein Wellenbrecher vorgelagert war, dessen Kronenhöhe auf MThw + 0,74 m angegeben wurde (nach Sonderentwurf Nr. 13 vom 25. 3. 1954 der HAFENBAUABTEILUNG HELGOLAND des WSA TÖNNING).

Reste dieses Wellenbrechers sind auf Abb. 6 noch zu erkennen. Er wurde offenbar beim Abbruch der Südmole F–G im Jahre 1954 mit entfernt. Wie bereits erwähnt, bestand damals die Absicht, den gesamten Dünenhafen abzubrechen, um wieder eine Sandzufuhr zum Südweststrand zu erhalten. Dieser Plan wurde später aufgegeben.

Gegen Sandeintrieb und auch zum Schutze des Südendes der Dünenkaje wurde 1975 eine Stummelbühne aus Tetrapoden mit einem versenkten Betonschiff als Kern gebaut; außerdem wurde 1975 der bestehende Anleger für die Fährboote errichtet. Die verschiedenen Zustände des Dünenhafens von 1952 bis 1982 (bzw. 1984) sind auf Abb. 40 zusammenfassend dargestellt.

Die Düne ist zwar durch die Befestigungsmauern an der Westseite festgelegt, doch weisen diese Schwachstellen auf, von denen eine sich am südlichen Ende der Dünenkaje befindet (zwischen den Punkten A und G auf Abb. 39; die Punktbezeichnungen wurden aus Plänen der Marinebauverwaltung übernommen). Dabei ist zu bedenken, daß die Kaje von B bis G nicht als eine Uferschutzmauer, sondern als eine wellengeschützte Kaje berechnet und gebaut wurde. Erst durch den Abbruch der Südmole F–G wurde diese Strecke dem unmittelbaren Wellenangriff preisgegeben. Bei südwestlichen Wellenrichtungen gelangt danach der Seegang unmittelbar an die Kaje; bei nordwestlicher Wellenrichtung werden die Wellen durch Diffraktion um den Molenkopf D auf die Kaje und hier besonders auf den Abschnitt A–G gelenkt.

Abbildung 41 zeigt die schwere Seegangbelastung der Kaje (reflektierte und brechende Wellen) schon zu Beginn einer mittleren Sturmflut am 3. 1. 1984 um 10.30 Uhr bei einem Wasserstand von HN + 1,2 m (= MThw + 0,5 m). Abbildung 42 veranschaulicht den Zustand der Kaje von der Düne her gesehen am 4. 1. 1984. Ein Einsturz der Kaje an dieser Stelle kann die Gefahr eines Wurzeldurchbruches der Tetrapodenbuhne mit seinen bedenklichen Folgen für den Südweststrand bedeuten.

Schwach- und Schadstellen befinden sich auf der gesamten Befestigungsstrecke der Westseite; sie werden teilweise durch seeseitige Stein- oder Tetrapodenschüttungen geschützt. Abgesehen von der Kaje am Dünenhafen, die nicht auf unmittelbare Wellenbelastung berech-

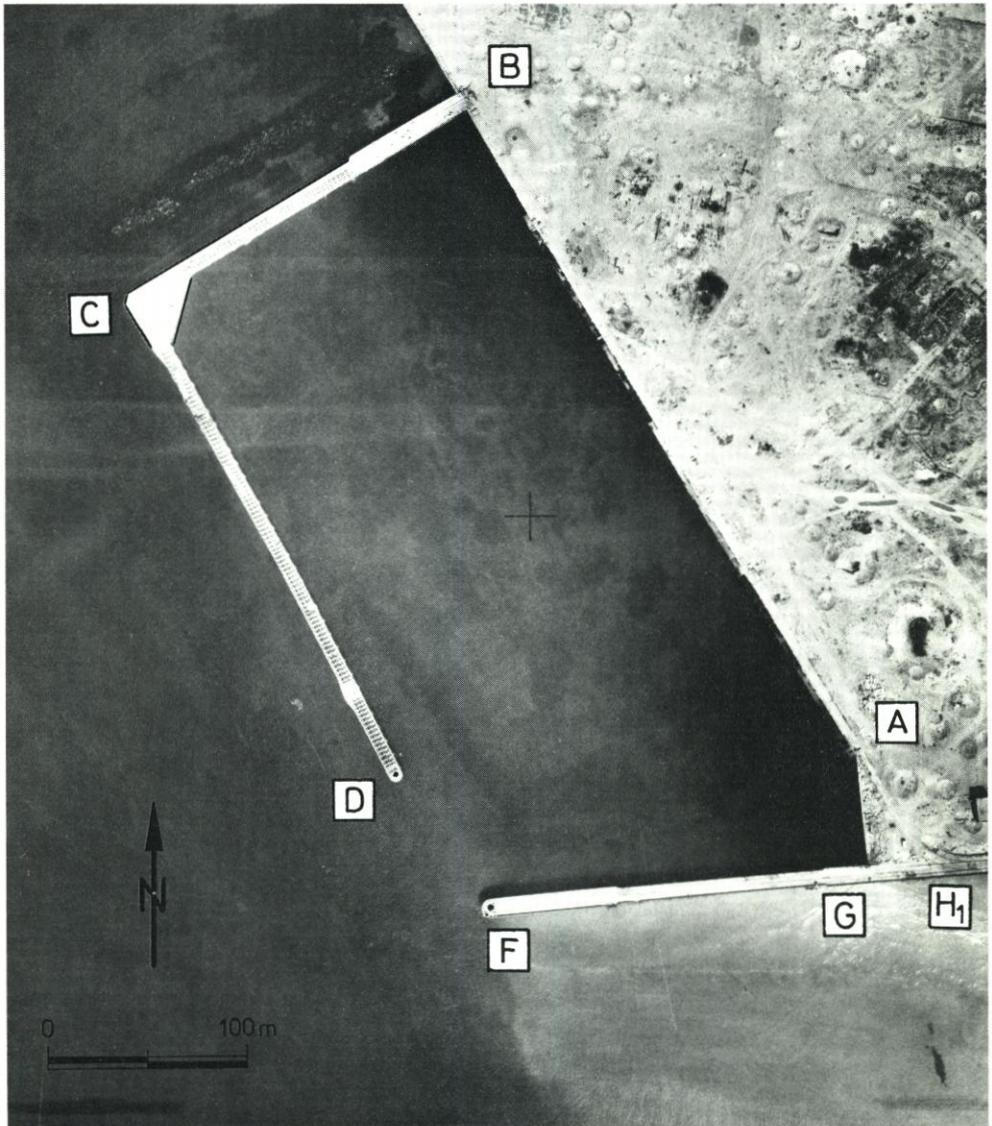


Abb. 39. Der Dünenhafen im Zustand von 1952

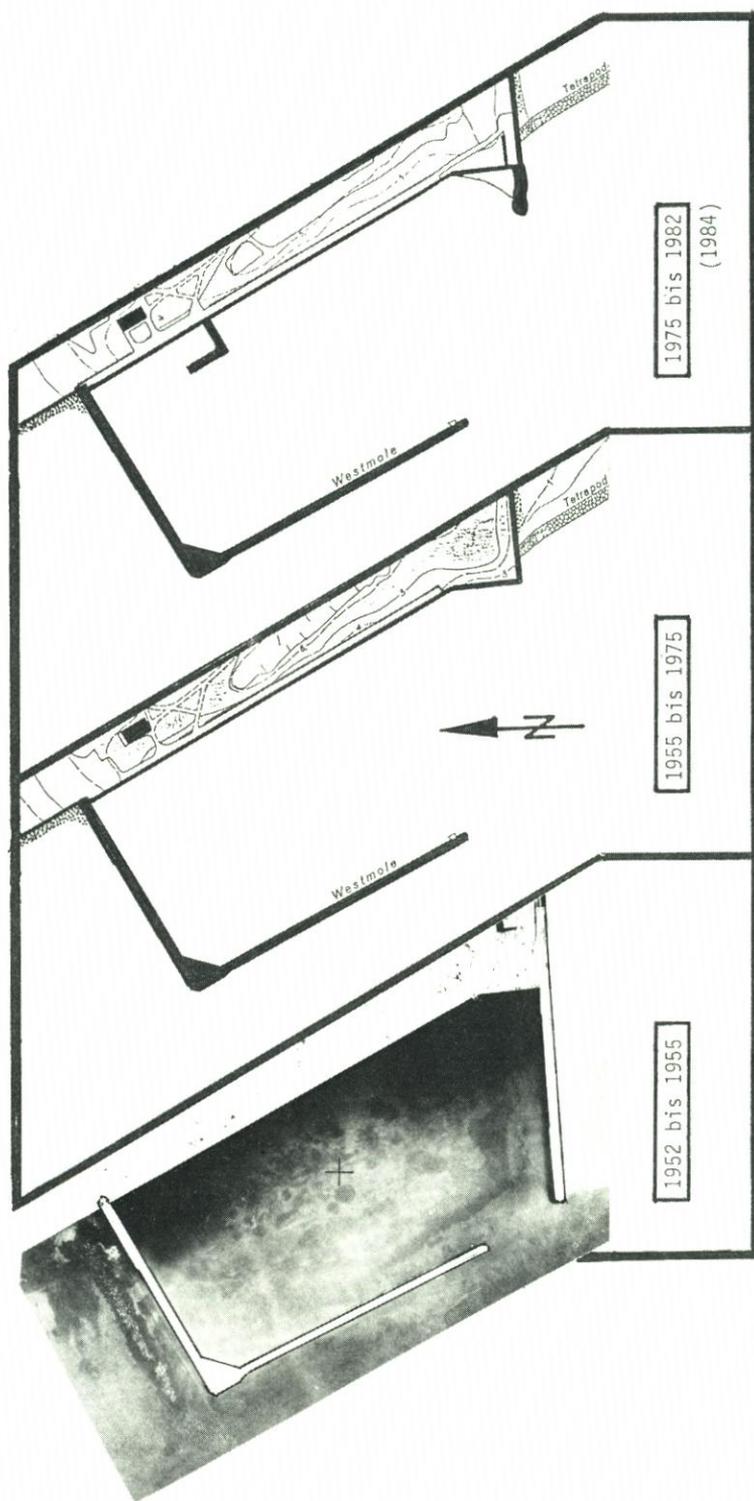


Abb. 40. Entwicklung des Dünenhafens 1952 bis 1982 (1984)



Abb. 41. Schwere Brandung (reflektierte und brechende Wellen) an der Kaje des Dünenhafens bei erhöhtem Wasserstand. Aufnahme vom 3. 1. 1984 (Foto: Singer, Helgoland)



Abb. 42. Blick auf die Kaje von der Düne her. Aufnahme vom 4. 1. 1984 (Foto: Singer, Helgoland)

net war, sind diese Schäden mit Sicherheit als Spätfolgen der Bombeneinschläge der Kriegs- und Nachkriegszeit zu werten. Auf Abb. 39 ist noch zu erkennen, wie dicht die Bombenkrater nicht nur auf der Düne, sondern auch im Dünenhafen und an seinen Molen liegen. Bei der Nordmole (C-B) kommt noch hinzu, daß sie ursprünglich in Verbindung mit dem vorgelagerten Wellenbrecher entworfen war.

Zur Sicherung der Düne ist es unumgänglich, die Schutzfunktion der bestehenden Uferbefestigungen zu erhalten. Außerdem erweist es sich im zunehmenden Maße als notwendig, die Situation des Dünenhafens zu verbessern. Es ist bekannt, welche Schwierigkeiten dem Fährverkehr bereits bei nur mäßigem Seegang aus Südwest entstehen. Das ist durch die weite Öffnung nach Südwesten bedingt, durch die auch die bereits erwähnten Sandeintreibungen in den Hafen gelangen.

5. Vorschläge für den zukünftigen Schutz der Düne

5.1 Der Südstrand

5.1.1 Die weitere Entwicklung des Südstrandes (ohne Eingriffe)

Aus den morphologischen Untersuchungen (vgl. Abb. 8, 9, 11 sowie Abb. 29 bis 31) geht hervor, daß es sich bei dem Rückgang und der gleichzeitigen Verschwenkung des Ostteiles des Südstrandes um Vorgänge handelt, die sich, bedingt durch die Tide und vor allem durch die vorherrschenden Wellenangriffsrichtungen, auch in Zukunft fortsetzen werden. Insbesondere für den Ostteil kann festgestellt werden, daß sich die Aade immer weiter nordwärts verlagern und dabei ihre bisherige Gestalt verlieren wird. Wie insbesondere aus der Auftragung auf Abb. 11 hervorgeht, ist damit zu rechnen, daß sich in etwa 20 Jahren aus der seit Jahrhunderten bestehenden Form der Aade als eines Geröllhakens eine mehr oder weniger flache, höftartige Strandform am Oststrand bilden wird. Dieser Prozeß wurde durch die Bauten der Kriegsmarine Ende der 30er Jahre eingeleitet und hat sich langfristig in den letzten Jahrzehnten fortgesetzt; durch den Bau der Tetrapodenbuhne ist er möglicherweise noch beschleunigt worden.

Mit dem langfristigen Strandrückgang sind bei Sturmfluten sprunghafte Verluste an der Südseite der Düne verbunden. Auf diese Weise folgt die Dünenkante im langzeitigen Geschehen den zurückgehenden Strandlinien. Die zukünftige Entwicklung hängt hier vor allem vom weiteren Auftreten schwerer oder sehr schwerer Sturmfluten ab. Dies sind natürliche Ereignisse, die nicht vorausgesagt werden können.

Von großer Bedeutung ist, daß das Ende der Landebahn mit ihrer Sicherung durch die rd. 60 m lange Tetrapodenbuhne (seit 1983) jetzt in die Entwicklung der Strandlinien eingreift, womit in die bisherige langzeitige Entwicklung (vgl. Abb. 11) eine neue Komponente gebracht worden ist. Während im Luv der Buhne durch die vorherrschende Sandwanderungsrichtung Anlandungen zu erwarten sind, wird in Lee der Buhne eine zunehmende Lee-Erosion die Folge sein, die sich zusätzlich den schon bestehenden Entwicklungstendenzen überlagern wird. Wie schnell und in welchem Maße sich diese Veränderungen im Osten des Südstrandes vollziehen werden, hängt wiederum von den vorherrschenden Wetterlagen der nächsten Jahre ab.

Wieweit eine weitere Veränderung des östlichen Abschnittes vom Südstrand hingenommen werden kann, muß von anderer Seite entschieden werden. Bedenklich kann die Entwicklung dann werden, wenn die Lee-Erosion die Ostseite des Landebahnkopfes erreicht und dann

sowohl bei Ostwinden als auch vor allem durch Diffraktionen bei westlichen Windlagen die Gefahr einer Beschädigung oder Zerstörung des Landebahnkopfes besteht.

Abschließend soll als ein Strandabschnitt von besonderer Eigenart und Bedeutung der westliche Abschnitt (von der Wurzel der Tetrapodenbuhne bis zum Dünenrestaurant) erwähnt werden. Wie die morphologischen Untersuchungen gezeigt haben, handelt es sich hier um den einzigen Strandteil, der im letzten Jahrzehnt bemerkenswert stabil geblieben ist, was zweifellos auf die Wirkung der Tetrapodenbuhne zurückzuführen ist. Es hat den Anschein, daß dieser Strand in seiner bestehenden Form als flaches Sandhöft von den Badegästen geschätzt und gern genutzt wird, so daß kein Grund zu bestehen scheint, an diesem Strandabschnitt durch Baumaßnahmen größere Änderungen hervorzurufen. Hier ist allein ein wirksamer Schutz der Dünenkante erstrebenswert, die bei Sturmfluten abbricht, weil durch die zu niedrige Kronenhöhe der Tetrapodenbuhne bei hohen Wasserständen der Seegang nahezu ungehindert über die Buhne an die Dünenkante gelangt. Von diesen einzelnen Sturmflutereignissen abgesehen, wird aber die langzeitige Strandstabilität nicht nennenswert betroffen.

Vorschläge für die Sicherung des Südstrandes sollten sich deshalb vor allem auf einen nachhaltigen Schutz des Mittelabschnittes mit dem Landebahnkopf und gegebenenfalls des Ostteiles bis zur Aade konzentrieren.

5.1.2 Vorschläge zur Sicherung des Südstrandes (Lösungsvorschläge A bis D)

Alle Lösungsvorschläge für die Sicherung des Südstrandes müssen von der Einsicht ausgehen, daß der beste und natürlichste Schutz einer Düne in einem lagedabilen hohen Vorstrand besteht. Aus der morphologischen Entwicklung des Südstrandes geht hervor, daß allein mit Sandersatz auf Dauer hier kein stabiler Strand erreicht werden kann. Die Erfahrungen mit Aufspülungen, besonders mit der von 1974, haben gezeigt, daß auch ein noch so großer Sandvorrat in kurzer Zeit nach Osten verfrachtet wird und damit dem Strand wieder verlorengeht. Daraus folgt zwangsläufig, daß beim Südstrand Aufspülungen nur dann sinnvoll sind, wenn durch feste Bauwerke dafür gesorgt wird, daß sie eine angemessene Stabilität und Lebensdauer erhalten. In den folgenden Vorschlägen A bis D (Abb. 43 bis 46) werden vier grundsätzliche Möglichkeiten für die Lage und Abmessungen solcher Bauwerke aufgezeigt.

Vorschlag A (Abb. 43) lehnt sich den Vorschlägen der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (ROHDE u. FAHSE, 1973) an und sieht eine östliche Verlängerung der bestehenden Tetrapodenbuhne in etwa strandparalleler Richtung vor. Für die Lage eines solchen Längswerkes bzw. vorgelagerten Wellenbrechers gibt es mehrere Möglichkeiten. Mit einem solchen Bauwerk kann erreicht werden, daß die Schutzwirkung der bestehenden Tetrapodenbuhne, die heute etwa bis zum Dünenrestaurant reicht, bis zu einem Punkt östlich der Landebahn erweitert wird. Als Folge muß jedoch eine weitere Erosion des Ostteiles und der Aade hingenommen werden, da dieser Bereich nicht mehr durch das Längswerk nach Abb. 43 geschützt wird. Durch eine noch weitere Verlängerung der Baumaßnahme über die Punkte B oder B' hinaus wäre grundsätzlich auch ein Schutz dieser Bereiche möglich.

Im Schutze des Längswerkes könnte dann eine Aufspülung ähnlich der von 1974 durchgeführt werden, mit der eine anzustrebende Strandlinie und -neigung bei gleichzeitiger Schutzwirkung für die Düne erzeugt werden könnte. Allerdings hängt es von der Kronenhöhe dieses Längswerkes ab, bis zu welchen Wasserständen die Schutzwirkung für die Düne reicht. Wie das Beispiel der bestehenden Tetrapodenbuhne zeigt, ist eine Kronenhöhe von MThw

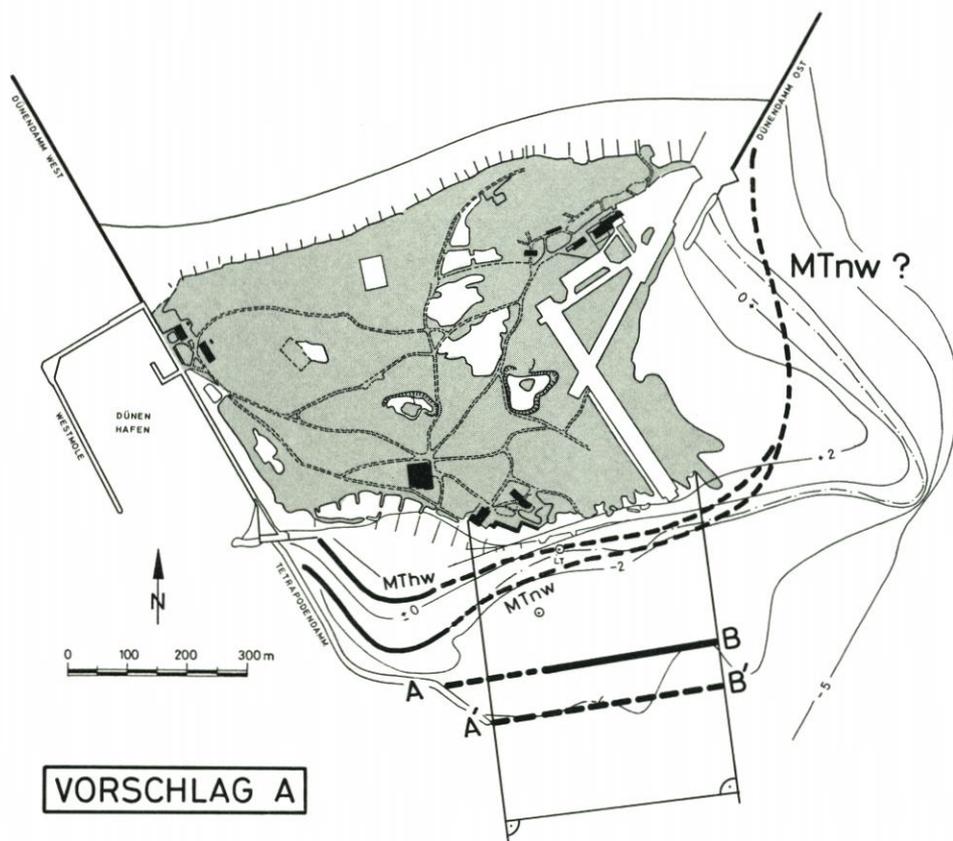


Abb. 43. Lösungsvorschlag A: Längswerk, von der Tetrapodenbühne ausgehend

+ ~ 1 m (HN + 1,75 m) dafür nicht ausreichend. Bereits bei einer Kronenhöhe von HN + 1,75 m werden durch Maßnahmen nach Abb. 43 eher Nebeneffekte erzeugt, die schon ROHDE und FAHSE (1973) als sehr unerwünscht und bedenklich für die Nutzung des Strandes, besonders als Badestrand, aufführten. Es wird nämlich im Schutze dieser Hakenbühne eine derartige Wellendämpfung im Bereich der Wurzelfläche erreicht, daß die Ansammlung von Schwemmzeug und Unrat unvermeidlich wird. Zusätzlich wird es in dieser Beruhigungszone zu einem vermehrten Bewuchs durch Algen und Tang kommen, der den Wert als Badestrand weiter herabsetzen würde. Schließlich wird durch solche Längswerke die Sicht vom Strand auf die offene See unterbunden. Eine gewisse Abhilfe könnte dadurch geschaffen werden, daß das Längswerk nicht unmittelbar an die Tetrapodenbühne angeschlossen, sondern mit einer Lücke von etwa 100 bis 200 m Länge als freistehender strandparalleler Wellenbrecher errichtet wird. Damit ist aber wieder eine Verminderung der Schutzwirkung verbunden. Aber auch bei einem Anschluß an die Tetrapodenbühne kann nicht verhindert werden, daß bei hohen Sturmfluten an dem offenen östlichen Ende Sand verlorengeht.

Nach Abb. 43 würden Längswerke Längen zwischen 400 und 500 m in Wassertiefen zwischen HN - 3 m bis HN - 4 m erhalten. Bei Kronenhöhen oberhalb HN + 1,75 m sind auch die Kosten einer solchen Lösung erheblich. Insgesamt dürften beim Vorschlag A die Nachteile die Vorteile überwiegen.

Vorschlag B (Abb. 44) wurde ebenfalls bei ROHDE und FAHSE (1973) angedeutet, aber nicht weiter verfolgt. Hier soll im genauen Gegensatz zu dem Vorschlag A erreicht werden, daß die östlich gerichtete Sandwanderung unterbrochen wird und daß dadurch mit einer entsprechenden Aufspülung ein im Mittel lagestabiler Strandbogen aufgebaut werden kann, wie er auf Abb. 44 schematisch dargestellt ist. Je nach den Wellenangriffsrichtungen wird zwar dieser Strandbogen „pendeln“, indem er immer bestrebt sein wird, sich senkrecht auf diese Richtung einzustellen, bei einer entsprechenden Länge der nach Südwesten ausgerichteten Buhne kann aber weitgehend verhindert werden, daß der Strandsand um den Bühnenkopf (Punkt A auf Abb. 44) herum aus diesem Strandbogen austritt. Der Strand oberhalb MThw kann dann so angelegt werden, daß auch ein optimaler Schutz der Düne erreicht wird.

Die Buhne nach Abb. 44 weist eine Länge von rd. 500 m auf; davon liegen rd. 400 m in Tiefenbereichen zwischen HN - 3 m und HN - 4 m. Die Länge ist von der Wahl des Anschlußpunktes C an der Südseite der Aade abhängig und damit von der Frage, wieweit die Aade, wenn es zum Bau einer solchen Buhne kommen sollte, bis dahin zurückgeschnitten ist. Hiermit ist auch die Frage verbunden, welche Aufspülmengen benötigt werden. Im Zustand wie auf Abb. 44 sind es annähernd 500 000 bis 600 000 m³ Sand, mit dem der Raum zwischen der Buhne und dem Strand auf etwa HN + 2 m aufgehöhht werden müßte (einschließlich der Dünenverstärkungen, vgl. Abschn. 5.1.3). Am Punkt C ist durch einen entsprechenden Anschluß an den höheren Strand dafür zu sorgen, daß es hier nicht bei einer Extremsturmflut zu einem Wurzeldurchbruch kommt.

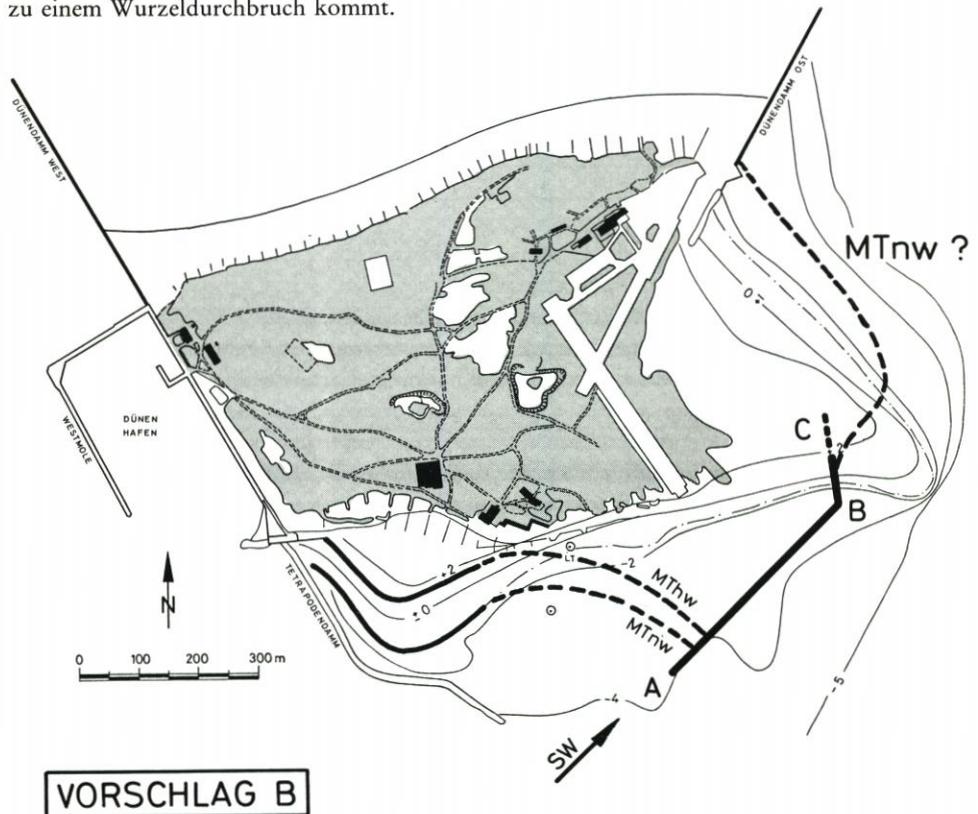
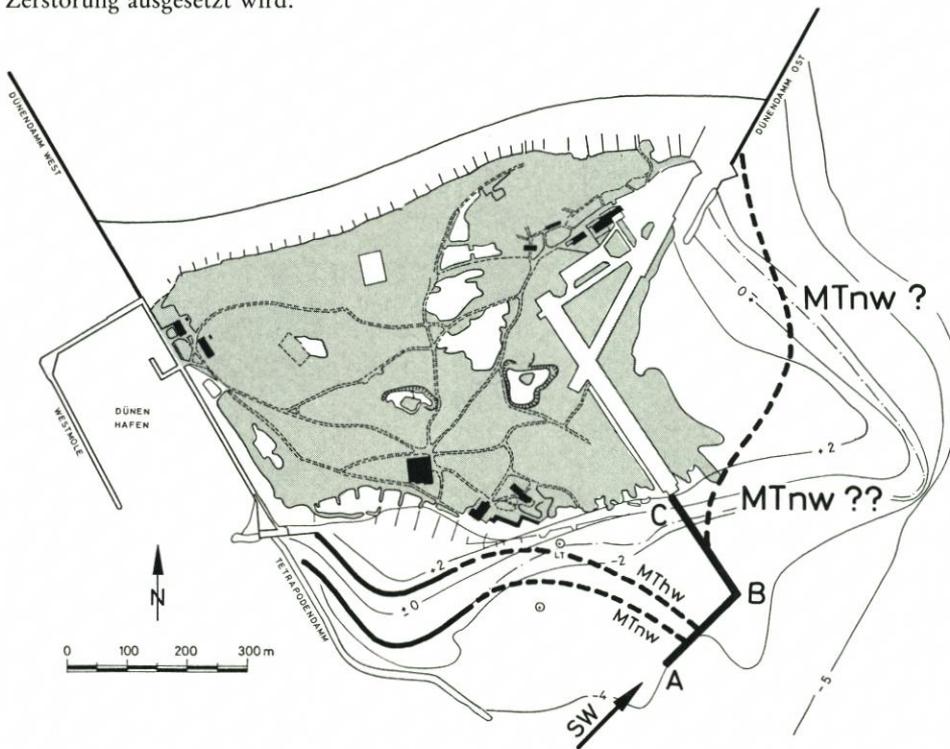


Abb. 44. Lösungsvorschlag B: Gegenbuhne, von der Aade ausgehend

Der wesentliche Vorteil dieser Lösung besteht darin, daß einmal ein wirksamer Schutz des Südendes der Landebahn auf beiden Seiten (westlich und östlich) erreicht, zum anderen der Aade und damit auch dem bestehenden Oststrand ein gewisser Festpunkt gegeben wird („künstliche Aade“ nach ROHDE u. FAHSE, 1973). Nachteile dürften vor allem durch die Kosten entstehen, die aber durch die Wahl des Anschlußpunktes C beeinflusst werden können.

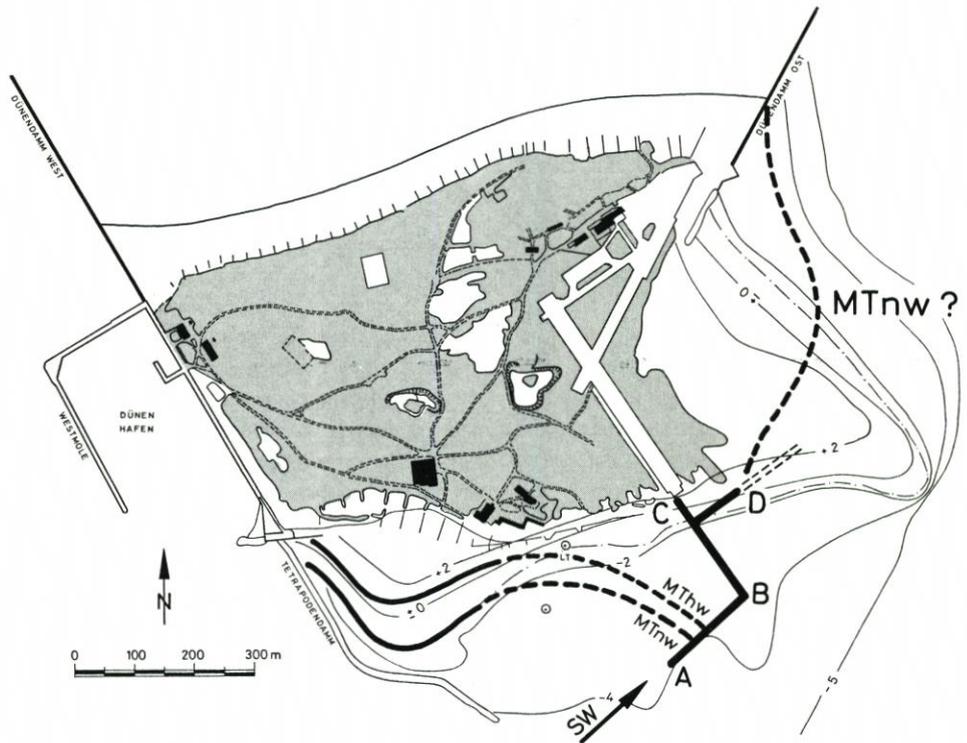
Vorschlag C (Abb. 45) geht von der Erstellung eines gleichen Strandbogens wie bei Vorschlag B aus; auch bleiben die Lage des Bühnenkopfes A und die nachfolgende Bühnensicherung nach Südwesten erhalten. Nur wird hier die Hakenbühne mit dem Punkt C an die Landebahn angeschlossen, wo sich bereits die 60 m lange Tetrapodenbühne befindet. Die Vorteile sind also für den Strand westlich der Landebahn die gleichen. Dafür weist die Bühne nach Abb. 45 einschließlich der neuen Bühne nur eine Länge von rd. 380 m mit rd. 200 m unter HN - 3 m auf. Die Aufspülung verringert sich hier auf etwa 300 000 m³ einschließlich der Dünenverstärkungen. Damit ist auf jeden Fall eine Kostenersparnis gegenüber Vorschlag B (Abb. 44) verbunden.

Nachteilig ist jedoch bei Vorschlag C gegenüber dem Vorschlag B, daß hier der Ostteil des Südstrandes nicht nur ungeschützt bleibt, sondern zusätzlich in den großräumigen Lee-Erosionsbereich der Bühne gelangt. Damit würden die im Abschnitt 5.1.1 erwähnten Prozesse weiter beschleunigt. Es kann nicht ausgeschlossen werden, daß bei dem weiteren Rückgang der Aade die Ostseite des Landebahnkopfes in den unmittelbaren Strandbereich gelangt und damit den beschriebenen Wellenangriffen mit der Gefahr der Beschädigung oder sogar der Zerstörung ausgesetzt wird.



VORSCHLAG C

Abb. 45. Lösungsvorschlag C: Gegenbühne, von der Landebahn ausgehend



VORSCHLAG D

Abb. 46. Lösungsvorschlag D: Gegenbuhne, von der Landebahn ausgehend; zusätzlich mit Sporn zum Schutz der Landebahn und des Ostteiles

Mit V o r s c h l a g D (Abb. 46) wird daher versucht, die Vorteile der Vorschläge B und C zu vereinen, ohne zugleich deren Nachteile zu übernehmen. Vorschlag D geht von der gleichen Hakenbuhne wie bei Vorschlag C (Abb. 45) und den Aufspülungen zu gleichen Strandbögen wie bei Vorschlag B und C (Abb. 44 und 45) aus, sieht aber etwa 50 m vor dem Anschluß der Hakenbuhne an die Landebahn einen senkrecht gerichteten Sporn vor, der den Schutz des Landebahnkopfes übernehmen soll. Außer der unmittelbaren Sicherung des Landebahnkopfes wird durch diesen Sporn auch die Möglichkeit eröffnet, durch eine spätere Verlängerung aktiv in das morphologische Geschehen an der Aade einzugreifen, wenn dieses aus irgendwelchen Gründen als wünschenswert erscheint. Die Flexibilität dieser Lösung mit den Anpassungsmöglichkeiten an die zukünftigen Entwicklungen wird als ein wesentlicher Vorteil dieser Lösung gewertet.

Es ist auch denkbar, zunächst nur den Vorschlag C zu verwirklichen und dann zunächst die Entwicklungen am Kopf der Landebahn abzuwarten. Es ist allerdings nicht auszuschließen, daß diese, wie es aus der Erfahrung bekannt ist, sich sehr schnell, u. U. in einer einzigen Sturmflut oder während einer Sturmflutkette, einstellen können.

5.1.3 Allgemeine Bemerkungen zu den vorgesehenen Baumaßnahmen

Unabhängig von den konstruktiven Ausbildungen und den Bemessungen der vorgeschlagenen Baumaßnahmen – wozu vor allem deren Bemessung gegen die zu erwartenden Angriffe durch Wellen und Strömungen gehört – werden nachfolgend Empfehlungen aufgeführt, die in unmittelbarer Beziehung zu den Funktionen der Lösungsvorschläge stehen, die jedoch durch die Baumaßnahmen unbedingt zu erfüllen sind.

Bei den vorgeschlagenen festen Bauwerken können die in Vorschlag A (Abb. 43) enthaltenen Längswerke in reiner Schüttsteinbauweise (Natursteine, Tetrapoden o. ä.) ausgeführt werden. Ein dichter Kern ist hier nicht notwendig; im Gegenteil kann eine gewisse Durchlässigkeit im Hinblick auf einen Wasseraustausch sogar als wünschenswert angesehen werden. Dies gilt aber nicht für die Gegenbuhnen der Vorschläge B, C und D (Abb. 44 bis 46), die als notwendige Stützen für einen nachfolgend aufzuspülenden Strandkörper angesehen werden und daher bis zur angestrebten Strandhöhe, besser noch darüber, undurchlässig sein müssen. Ist dies nicht der Fall, so sind bei jeder Sturmflut empfindliche Sandverluste zu erwarten, die dann irgendwann durch weitere Nachspülungen wieder ergänzt werden müssen. Gleiches gilt bei zu niedrigen Kronenhöhen der Bauwerksvorschläge; sie könnten jedoch abschnittsweise so abgestuft werden, daß sie lediglich im Strandbereich so hoch über der angestrebten Strandfläche liegen, daß sich Sandverluste durch überschlagende Wellen in wirtschaftlich vertretbaren Grenzen halten.

Hierzu und auch zu den endgültigen Linienführungen und Längen der Buhnen empfiehlt es sich, noch spezielle Untersuchungen durchzuführen, wenn ein bestimmter Lösungsvorschlag für die Ausführung vorgesehen wird. Dazu ist ein Modellversuch geeignet, der auch zugleich Hinweise dafür geben kann, in welchem Maße die bestehende Tetrapodenbuhne erhöht werden muß, damit die Düne in diesem Bereich und bei hohen Sturmfluten geschützt bleibt. Ebenso kann dadurch die Frage beantwortet werden, ob nach Durchführung einer der Baumaßnahmen nach den Vorschlägen B bis D der äußere Teil der Tetrapodenbuhne (z. B. die letzte Verlängerung um 100 m von 1974, vgl. Abb. 33) ohne Gefahr für den Südweststrand wieder aufgenommen und anderweitig verwendet werden kann.

Zur Einspültechnik ist zu bemerken, daß das Spülfeld ungefähr der Form des Strandbogens nach den Vorschlägen B bis D (Abb. 44 bis 46) folgen sollte, wobei es von den Seegangsbedingungen während der Einspülzeit abhängig sein wird, wie schnell sich eine stabile Strandneigung in der Wasserwechselzone zwischen MThw und MTnw und in dem Bereich darunter einstellt. Günstig wäre eine Aufspülung im Herbst, weil erwartet werden kann, daß bis zur Badesaison des nächsten Jahres die Strandentwicklung abgeschlossen ist.

Oberhalb der MThw-Linie könnte eine Aufspülung mit der natürlichen Neigung des vorhandenen trockenen Strandes bis auf etwa HN + 2,0 m ansteigen. Darüber empfiehlt es sich, die Strandneigung so auszubilden, daß unmittelbar am Dünenfuß eine Höhe von mindestens HN + 3,0 m erreicht wird. Zusätzlich sollte vor der bestehenden Dünenkante ein Streifen von etwa 30 m Breite oder mehr (je nach den örtlichen Erfordernissen) wieder auf die bestehende Dünenhöhe aufgeschoben und danach so gestaltet bzw. bepflanzt werden, daß dieser Streifen sich optisch der bestehenden Dünenoberfläche anpaßt. Bei extremen Sturmfluten wird es jedoch nicht zu vermeiden sein, daß auch an diesem Streifen Abbruchkanten auftreten. Bei einem vorgelagerten breiten Vorstrand mit einer Höhe von HN + 3,0 m am Dünenfuß werden dann aber die Verluste geringer sein, die u. U. mit den üblichen Maßnahmen, wie z. B. Sandfangzäunen, wieder ausgeglichen werden können.

Als Vorspülmaterial ist nur ein Material geeignet, das etwa das gleiche oder ein etwas größeres Kornband als der bestehende Strand aufweist; dies gilt jedoch nicht für den Geröllanteil (vgl. Abb. 27).

5.2 Ost- und Nordstrand

Die Entwicklung des Oststrandes hängt, wie gezeigt, eng mit den Entwicklungen des östlichen Abschnittes des Südstrandes und der Aade zusammen und ist in diesem Zusammenhang bereits behandelt worden. Bei der Verwirklichung der Vorschläge A (Abb. 43) oder C (Abb. 45) erhält der Oststrand keinen zusätzlichen Schutz und nimmt weiter die Entwicklung, die aus Abb. 11 hervorgeht. Nur bei den Vorschlägen B (Abb. 44) oder D (Abb. 46) ist eine gewisse Stabilisierung auch dieses Strandabschnittes zu erwarten.

Das an den Dünendamm Ost anschließende nördliche Ende des Oststrandes wird sich weiter nördlich der Mole entlang verlängern und dieser Mole auf der Ostseite einen zusätzlichen Schutz liefern.

Kritisch kann die Entwicklung am Oststrand dann werden, wenn die östliche Seite des Landebahnkopfes von den Strandlinien MThw und MTnw erreicht wird.

Die festgestellte Stabilität der Strandlinien des Nordstrandes (vgl. Abb. 37) wird so lange erhalten bleiben, wie die Dünendämme Ost und West als sog. Strandstützen wirksam bleiben. Wenn auch in der Vergangenheit bei schweren Sturmfluten hier örtliche Sandverluste durch Wellenüberschlag aufgetreten sind, so haben diese doch die Gesamtbilanz dieses Strandabschnittes bisher kaum beeinflussen können.

Für die Dünenkante am Nordstrand muß jedoch gesagt werden, daß sie bei schweren Sturmfluten weiter abbrechen wird, und zwar so lange, bis der Strand zwischen der MThw-Linie und der Dünenkante so breit geworden ist, daß ein natürliches Gleichgewicht erreicht wird; dies ist gegenwärtig noch nicht der Fall. Auf jeden Fall wirken sich die bisher getroffenen Maßnahmen mit Sandfangzäunen positiv aus, auch wenn Abbrüche dadurch nicht vollständig vermieden werden können.

Im ganzen gesehen droht vom Nordstrand her derzeit der Düne keine Gefahr; örtliche Gefahrenpunkte sind nur dort vorhanden, wo eine Bebauung zu dicht an die Dünenkante gelegt wird.

6. Zusammenfassung

Die Entwicklung der Düne Helgoland wurde entscheidend durch die Bauten der Kriegsmarine von 1937 bis 1942 beeinflusst, die aus einer vorwiegend durch die wellen- und tidebedingten Strömungen geformten Sandinsel im Wellenlee der Hauptinsel eine Inselstruktur erzeugten. Sie mußte sich in der Folge auf diejenigen Uferbefestigungen ausrichten, die bis 1942 fertiggestellt worden waren. Auch Kriegs- und Nachkriegsereignisse hatte ihre Folgen; eine systematische Übersicht über die morphologischen Entwicklungen der Düneninsel ist erst ab 1952 (Rückgabe an die Bundesrepublik Deutschland) möglich. Sie zeigt bei hoher Stabilität der Strandlinien MTnw und MThw am Nordstrand und einem Anwachs des Oststrandes vor allem einschneidende Veränderungen am Südstrand, die im wesentlichen auf die veränderten Uferbedingungen am Weststrand zurückzuführen sind. Dieser wurde völlig durch die Uferbefestigung des Dünendamms West und die Anlage des Dünenhafens 1939 bis 1941 verändert. Statt eines Strandes sind hier nur noch senkrechte Ufereinfassungen als Betonbauwerke vorhanden.

Als Folge dieser Veränderungen zeigt der Südstrand nach den Vermessungen ab 1952 einen fortwährenden Rückgang, der auch durch die schrittweise Anlage einer Tetrapodenbuhne (1965 bis 1974) nur am westlichen Teil (von der Wurzel der Tetrapodenbuhne bis etwa zum Dünenrestaurant) erfolgreich bekämpft werden konnte. Der östlich davon gelegene Teil brach weiter ab, wobei die Richtungen der Strandlinien von Nordwest nach Südost in die Richtungen von Südwest nach Nordost schwenkten. Dadurch wird die Abbruchwirkung des vorherrschenden Wellenangriffs stetig verstärkt.

Dem allmählichen Rückgang der Strandlinien auf MTnw und MThw folgt bei schweren Sturmfluten in plötzlichen Sprüngen der Abbruch der Dünenkante. Bei hohen Sturmflutwasserständen stellt auch die Tetrapodenbuhne mit ihrer derzeitigen Kronenhöhe kein Hindernis für die Wellen dar. Dünenabbrüche werden daher auch in den Abschnitten die Folge sein, wo der Strandbereich durch die Tetrapodenbuhnen geschützt wird.

Wesentlich stärker als die Tideströmungen, die in den tieferen Wasserbereichen sowohl bei Ebb- als auch bei Flutstrom westwärts gerichtet sind und dort einen gewissen Sandstrom erzeugen, sind im Bereich der Wasserwechselzone zwischen MTnw und MThw und in den Strandbereichen oberhalb MThw die Brandungsströmungen durch Wellen bei westlichen Windrichtungen wirksam, die eine ständige Sandwanderung („Gleichrichtereffekt“) von Westen nach Osten in dem Bereich der Aade erzeugen. Dort geht dieser Sand fast völlig durch die Abwanderung in größere Wassertiefen dem Inselhaushalt verloren. Diese Prozesse wurden im Laufe des Beobachtungszeitraumes in dem Bereich östlich der Tetrapodenbuhne eher verstärkt (großräumige Lee-Erosion) als abgeschwächt. Als neueste Entwicklung kommt hinzu, daß die Strandlinien inzwischen das Süden der Landebahn erreicht haben. Durch die dadurch erforderlichen Sicherungen (Tetrapodenbuhne in Verlängerung der Landebahn, 1983) sind weitere Lee-Erosionen ostwärts des Landebahnkopfes zu erwarten.

Hinzu kommt, daß sich seit 1962 die Sturmflutaktivität sowohl in der Höhe extremer Sturmfluten (z.B. 1962, 1973, 1976 und 1981) als auch in der Häufigkeit mittlerer Sturmfluten bedeutend erhöht hat.

Zur Abwehr dieser besonders für den Südstrand und dessen Dünenkante bedrohlichen Entwicklung werden vier Vorschläge A bis D vorgelegt und mit ihren Vor- und Nachteilen bewertet.

A n m e r k u n g : Die vorliegende Forschungsarbeit wurde über den Landrat des Kreises Pinneberg durch die Gemeinde Helgoland ermöglicht. Hierfür sei stellvertretend für alle beteiligten Angehörigen der Gemeinde Helgoland Herrn Bürgermeister Degenhardt gedankt; für die Hilfe zahlreicher Dienststellen des Landes Schleswig-Holstein und der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes bei der Beschaffung des Datenmaterials sei an dieser Stelle ebenfalls herzlich gedankt.

7. Schriftenverzeichnis

- BAHR, M.: Die Veränderung der Helgoländer Düne und des umliegenden Seegebiets. Jahrbuch der HTG, Bd. 17, 1939.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 41, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 40, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeiten von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Wahrscheinlichkeiten und Häufigkeiten von Extremsturmfluten. Die Küste, H. 34, 1979.

- FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergien bei Sturmfluten. a) Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 65, 1979. b) Jahrbuch der HTG, Bd. 38, 1981.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
- GRUPE, O.: Muschelkalk und Kreide und ihre Lagerungsverhältnisse im Untergrunde der Düne von Helgoland. Jahrbuch Preuss. Geol. Bundesanstalt, 50, 1929.
- GUENTHER, E. W.: Eine neue zusammengestellte Karte der Insel Helgoland. Schriften Naturwiss. Verein Schleswig-Holstein, Kiel, 1969.
- HAFENBAUABTEILUNG HELGOLAND des WSA TÖNNING: Wiederaufbau der Anlagen auf Helgoland. Sonderentwurf Nr. 13 vom 25. 3. 1954.
- JENSEN, J.: Über instationäre Entwicklungen der Wasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 88, 1985.
- KRUMBEIN, W. E.: Verwitterung, Abtragung und Küstenschutz auf der Insel Helgoland. Abb. Verh. naturwiss. Ver. Hamburg 18/19, 1975.
- PRACK, H. R.: Gutachterliche Stellungnahme für die Sicherung der Südseite der Düne auf Helgoland. Heide, 1982.
- ROHDE, H. u. FAHSE, H.: Hydrologische Untersuchungen im Gebiet der Düne Helgoland. Bericht der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Mai 1972.
- ROHDE, H. u. FAHSE, H.: Hydrologische Untersuchungen im Gebiet der Düne Helgoland. Bericht der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, August 1973.
- SEIFERT, A.: Die jüngste Entwicklung der Helgoländer Düne. Natur und Volk, H. 9, 1953.
- VELLINGA, P.: Beach and Dune Erosion during Storm Surges. Delfts Hydr. Labr. Publ. No. 276, 1982.
- VOELCKER, J.: Geröllwanderung auf der Düne von Helgoland. Kieler Meeresforschungen, H. 1, 1936.
- ZIEGLER, W.: Bericht des Direktors für das Jahr 1982. Natur und Museum, Bd. 113, H. 8/9, 1983.

Ein Vorschlag für ein Verfahren zur mittelfristigen Wasserstandsvorhersage in der Deutschen Bucht

VON HANS-JOACHIM KÜMPEL UND JOCHEN ZSCHAU*

Zusammenfassung

Empfindliche Neigungsmessungen in der Nähe von Kiel haben einen Zusammenhang zwischen zeitlichen Luftdruckgradienten und Wasserstandsänderungen in der Deutschen Bucht aufgezeigt, der sich zur mittelfristigen Wasserstandsvorhersage an der deutschen Nordseeküste zu eignen scheint. Eingehende Untersuchungen wurden an mehreren Datenreihen aus den Jahren 1971 bis 1981 mit besonderer Gewichtung von Sturmflutereignissen durchgeführt. Ein optimiertes Vorhersagemodell wurde gefunden, indem verschiedene Regressionsansätze empirisch nach dem „trial-and-error“-Verfahren variiert wurden.

Das bevorzugte Modell stützt sich zur Darstellung des Windstaus nurmehr auf Wasserstandsänderungen an der Forschungsplattform Nordsee und auf Luftdruckänderungen an einem Ort im Bereich der Deutschen Bucht oder im nördlichen Schleswig-Holstein. Die vollständige Darstellung der Wasserstandskurve wurde exemplarisch für Borkum, Büsum und Helgoland durchgeführt. Es zeichnet sich ab, daß mit dem vorgeschlagenen Verfahren bei nur geringem Aufwand Hoch- und Niedrigwasser mit bisher nicht erreichter Genauigkeit um 6 bis 15 Stunden vor Eintritt dargestellt werden können. In einem Testzeitraum betragen bei 15-, 12-, 9- und 6stündigen Vorhersagelängen die mittleren Darstellungsfehler für Hochwasserhöhen am Pegel Büsum 22,9 cm, 20,7 cm, 18,8 cm und 17,5 cm.

Summary

High resolution tilt signals near Kiel, FRG, revealed a relationship between temporal air pressure gradients and waterlevel fluctuations in the German Bight which might be used for a medium-range forecast of the waterlevel along the German North Sea coast. Detailed investigations were made on waterlevel and air pressure data from 1971 to 1981. Special emphasis was laid on time intervals including storm surge events. Based on multiple regression analyses, an optimized forecast model has been found by empirically varying different regression sets by trial-and-error.

The meteorologically generated surge of the favoured model is best described by mere waterlevel changes at the Research Platform Nordsee and air pressure variations at either some location within the German Bight or in Northern Schleswig-Holstein. Total waterlevel variations have been calculated for three places close to or at the German North Sea coast, namely, Borkum, Büsum, and Helgoland. Despite the simplicity of the model, it seems to provide medium-range forecasts for high- and low tides with a higher precision than is obtained by presently applied methods. For a test period, high tides at Büsum have been reproduced with mean errors of 22.9 cm, 20.7 cm, 18.8 cm, and 17.5 cm from data that was available 15, 12, 9, and 6 hours earlier, respectively.

Inhalt

1. Einführung	116
2. Entwicklung des Vorhersagemodells	117
2.1 Neigungsanomalien vor Sturmfluten	117
2.2 Grundzüge des Vorhersagemodells	119
2.3 Variationen des Regressionsansatzes	121

* Zugleich Veröffentlichung Nr. 268 des Instituts für Geophysik der Universität Kiel.

2.4	Modell der Vorhersage des Windstaus für Büsum	124
2.5	Windstaudarstellung für Borkum und Helgoland	128
2.6	Darstellung der vollständigen Wasserstandskurve	132
3.	Das Modell in der Anwendung	136
3.1	Darstellung von Hochwasser	136
3.2	Darstellung von Niedrigwasser	139
3.3	Vergleich mit anderen Vorhersageverfahren	142
3.4	Praxisbezogene Aspekte	145
4.	Schlußbemerkungen	146
5.	Schriftenverzeichnis	147

1. Einführung

Angesichts der Häufung schwerer Sturmfluten in der Deutschen Bucht während der letzten 25 Jahre und der Bedrohung, die diese Naturereignisse für Menschen, Tiere und Sachwerte darstellen, bedürfen Anstrengungen zur Verbesserung bestehender oder zur Entwicklung neuer Sturmflutvorhersage-Verfahren keiner Rechtfertigung. Neben dem Wunsch nach zuverlässigen Vorhersagen für Hochwasser gibt es auch ein starkes Interesse an präzisen Niedrigwasservorhersagen, etwa von den Schleusenämtern und von seiten der Schifffahrt.

Verbesserungen gegenüber bestehenden Verfahren können sowohl in kleineren Vorhersagefehlern als auch in längeren Vorwarnzeiten oder in einer vereinfachten Logistik bestehen. Mit dem letzteren ist gemeint, daß z. B. weniger Meßgrößen über weniger Datenleitungen gesammelt werden müssen, oder daß sich die rechnerische Auswertung der Meßgrößen vereinfacht. Je unkomplizierter ein Verfahren die Ermittlung eines Vorhersagewertes zuläßt, umso unanfälliger ist es im allgemeinen gegenüber jeglichen Störungen, und umso mehr ist seine Zuverlässigkeit auch bei erschwerten äußeren Bedingungen gewährleistet. Ferner muß auch der finanzielle Aufwand zum Betreiben eines Vorhersageverfahrens vertretbar sein, beispielsweise im Verhältnis zu baulichen Küstenschutzmaßnahmen.

In den folgenden Abschnitten wird ein neues Wasserstands-Vorhersageverfahren für die Deutsche Bucht vorgeschlagen, das nach Meinung der Autoren eine Reihe von Vorzügen gegenüber bisher angewandten Verfahren aufweist. Der Weg zu diesem Verfahren führte über die Messung kleinster Neigungsänderungen des Erdbodens in 30 bis 60 m Tiefe. Hierüber wurde bereits verschiedentlich berichtet (ZSCHAU, 1977, 1979 a,b; ZSCHAU et al., 1979; KÜMPEL et al., 1979; KÜMPEL u. ZSCHAU, 1979 a,b; KÜMPEL, 1982, 1983). Dies war kein direkter Weg, wie sich herausgestellt hat. Er leitete jedoch Untersuchungen ein, die zur Aufdeckung entscheidender Merkmale des vorgeschlagenen Vorhersageverfahrens führten.

Um Mißverständnissen vorzubeugen, soll betont werden, daß mit dem neuen Verfahren bisher keine echten Wasserstandsvorhersagen durchgeführt, sondern lediglich im nachhinein simuliert wurden. Das Wort „Vorhersage“ bedeutet daher im folgenden immer die Darstellung zukünftiger Wasserstände aus vergangenen Wasserstands- und Luftdruckbeobachtungen, wobei – wie bei jedem empirischen Verfahren – die Schlußfolgerungen bezüglich der Vorhersagegenauigkeiten streng genommen nur für die untersuchten Testzeiträume gelten. Die Allgemeingültigkeit und damit die praktische Brauchbarkeit des Verfahrens kann sich letztlich erst in einer noch ausstehenden, langfristigen Echtzeit-Anwendung erweisen.

2. Entwicklung des Vorhersagemodells

2.1 Neigungsanomalien vor Sturmfluten

Empfindliche Neigungsmessungen in geringer Tiefe geben Aufschluß über das Deformationsfeld des Erdbodens und über Schwankungen der Lotrichtung, wie sie zum Beispiel von Meeresspiegel- oder regionalen Luftdruckänderungen hervorgerufen werden. In Schleswig-Holstein werden solche Messungen vom Institut für Geophysik der Universität Kiel seit Anfang der 70er Jahre zur Klärung verschiedener geophysikalischer Fragestellungen durchgeführt. Sie zeigen u. a. ein bemerkenswertes Phänomen: Jeweils mehrere Stunden vor dem

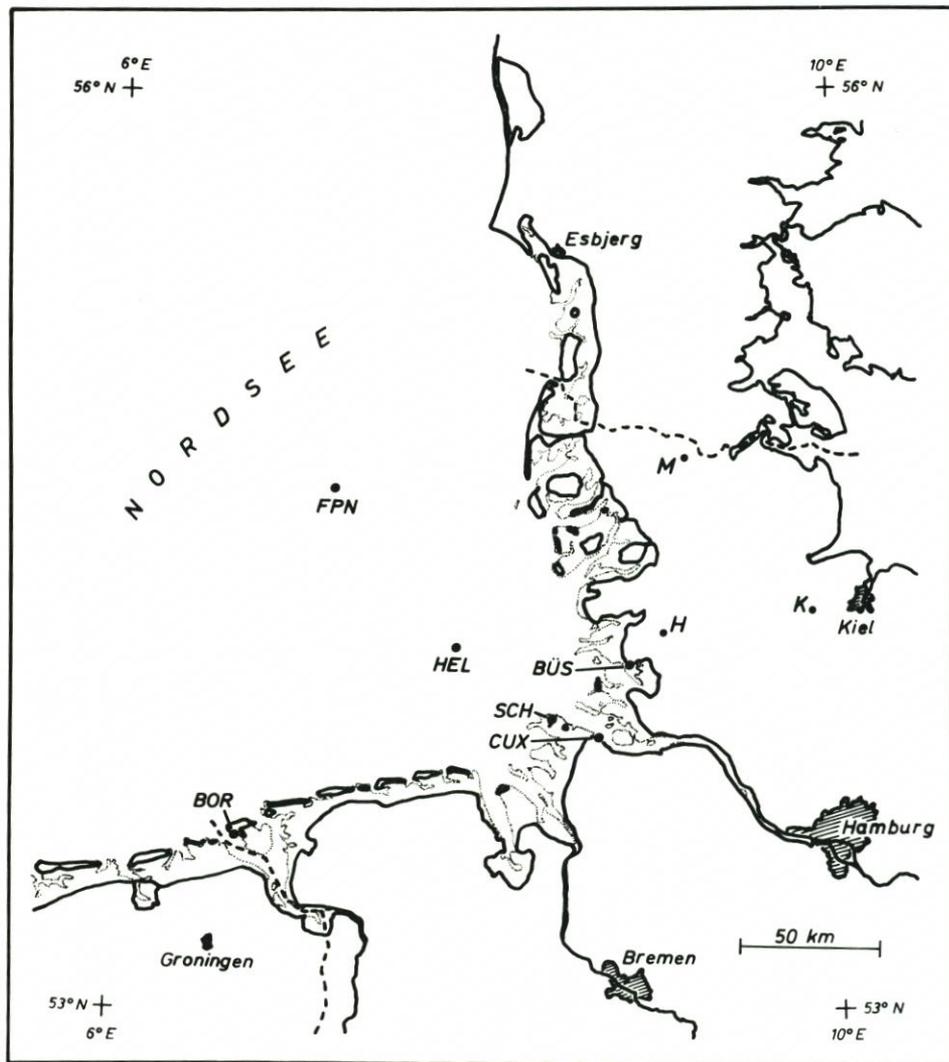


Abb. 1. Lage der Pegel Borkum (BOR), Cuxhaven (CUX), Büsum (BÜS), Helgoland (HEL), Forschungsplattform Nordsee (FPN), der Windmeßstation Scharhörn (SCH) sowie der Neigungsmessstationen Heide (H), Medelby (M) und Kiel-Rehmsberg (K); gepunktet: Wattumrisse bei Niedrigwasser

Eintritt schwerer Sturmfluten registriert der bei Kiel-Rehmsberg (s. Abb. 1) installierte Neigungsmesser auffällige Neigungsanomalien, deren Ursache zunächst ungeklärt war. Eingehend untersucht wurde dieses Phänomen im Rahmen des Projektes „Vertikalpendelmessungen zur Sturmflutvorhersage“ des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen, KFKI (ROHDE, 1979). Im Abschlußbericht konnte festgestellt werden, daß nicht alle Sturmfluten durch Neigungsanomalien gleichermaßen angekündigt werden und daß Luftdruckeffekte die Anomalien verstärken können (KÜMPEL et al., 1979).

Weitere Untersuchungen erfolgten unter Einbeziehung hydrodynamisch-numerischer Modelle im Rahmen eines Projektes der Deutschen Forschungsgemeinschaft. Zur Aufklärung des Phänomens haben schließlich die Auswertung von Neigungsmessungen an den Orten Heide und Medelby (s. Abb. 1) und die Analyse von insgesamt 22 Sturmflutereignissen aus den Jahren 1971 bis 1981 beigetragen. Die Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen (s. a. KÜMPEL, 1982):

(a) Die untersuchten Neigungsanomalien zeigten sich an der Station Kiel-Rehmsberg eindeutig stärker als an den beiden der Nordseeküste näher gelegenen Stationen Heide und Medelby. Daraus ergab sich, daß die Neigungsanomalien nicht allein dem Einfluß von Wasserstandsschwankungen der Nordsee zuzuschreiben waren. Denn sonst hätte der Neigungseffekt bei Kiel am kleinsten sein müssen, da er mit zunehmender Entfernung von der Küste abnimmt. Statt dessen schien ein Effekt verantwortlich zu sein, der für die Station Kiel-Rehmsberg von größerer Bedeutung war als für die beiden Stationen Heide und Medelby und der gleichzeitig in engem Zusammenhang mit dem Sturmflutablauf in der Deutschen Bucht stehen mußte.

Zwei Effekte kamen in Betracht. Zum einen der Einfluß von Wasserstandsänderungen in der westlichen Ostsee: Die meist heftigen SW-Winde auf der Vorderseite eines von Westen heranrückenden Sturmtiefs drücken das Wasser aus der westlichen Ostsee heraus. Auf der Rückseite des Sturmtiefs verursachen NW-Winde einen Wasserstau in der Deutschen Bucht. Ein Neigungsmesser in Schleswig-Holstein schlägt für beide Wasserstandsänderungen in westliche Richtungen aus. Da häufig das Wasserstandsminimum in der westlichen Ostsee eher eintritt als das Windstaumaximum an der Nordseeküste, konnte hieraus ein Neigungsvorlauf, vor allem bei Kiel-Rehmsberg, vor dem Wasserstandsanstieg an der Nordseeküste abgeleitet werden.

Zum anderen kamen meteorologisch bedingte Neigungsänderungen in Betracht, die sich aufgrund lokaler Gegebenheiten an der Station Kiel-Rehmsberg in besonderer Weise auswirkten. Beispielsweise führen hier Luftdruckänderungen mit einer Verzögerung von 10 bis 15 Stunden zu charakteristischen Neigungsänderungen, deren Ursache in der Hanglage der Station in Zusammenhang mit Diffusionsvorgängen und Druckschwankungen im lokalen Grundwasser zu finden sind (ZSCHAU, 1979 b). Nach dieser Vorstellung mußte der mehr oder minder typische Verlauf der Luftdruckänderungen vor und während Sturmfluten die Neigungsanomalien maßgeblich mithervorrufen.

(b) Um die Bedeutung von Wasserstandsschwankungen in der Nord- und Ostsee auf Neigungsmessungen abzuschätzen, wurde die Neigungswirkung einzelner Sturmflutabläufe nach bekannten Verfahren theoretisch berechnet. In zwei Fällen wurden hierzu Wasserstandsverteilungen in der Nord- und Ostsee hydrodynamisch-numerisch ermittelt. Die Rechnungen lieferten für die Zeitpunkte, an denen die Neigungsanomalien auftraten, z. T. deutlich kleinere Neigungseffekte als beobachtet wurden. Unzulänglichkeiten der theoretischen Berechnungen konnten als Grund für die Unstimmigkeiten ausgeschlossen werden.

(c) Kreuzkorrelationen und multiple Regressionen zwischen Neigungsaufzeichnungen, Luftdruckänderungen bei Kiel und Wasserstandsschwankungen am Pegel Büsum gaben

Aufschluß über die Bedeutung des Luftdruckeffektes für die Neigungsanomalien: Es konnte eine Linearkombination aus Neigungsänderungen an der Station Kiel-Rehmsberg (geprägt von Wasserstandsschwankungen der Nord- und Ostsee und von lokalen Luftdruckeffekten, letztere um 10 bis 15 Stunden verzögert) und aus aktuellen, also nicht verzögerten Luftdruckänderungen bei Kiel gefunden werden, die günstige Vorlaufeigenschaften gegenüber Wasserstandsänderungen bei Büsum aufwies, d. h. hohe Kreuzkorrelations-Koeffizienten bei möglichst großem Phasenvorlauf.

Die Neigungsanomalien vor Sturmfluten an der Kieler Station konnten damit durch eine glücklich zu nennende Überlagerung der Einflüsse von Wasserstandsschwankungen der Nord- und Ostsee mit um 10 bis 15 Stunden verzögerten Luftdruckeinflüssen erklärt werden.

Da ein gewisser Teil des Neigungssignals durch geodynamische und meteorologische Einflüsse hervorgerufen wird, welche kaum zu dem günstigen Vorlauf der Neigungsanomalien beitragen dürften, wurde weiter geprüft, ob sich über die Meßreihen der Wasserstandsänderungen in Nord- und Ostsee und der Luftdruckänderungen allein ein befriedigendes Vorhersagemodell für Extrem-Wasserstände in der Deutschen Bucht finden ließ. Dabei wurden besonders die Erfolgsaussichten einer mittelfristigen Vorhersage untersucht, nicht zuletzt weil die bis zu 12 Stunden vor einzelnen Sturmflutereignissen beobachteten Neigungsanomalien hierzu ermutigten.

2.2 Grundzüge des Vorhersagemodells

Die Hauptursachen für Wasserstandsänderungen in der Nordsee sind Gezeitenkräfte und meteorologische Einflüsse. Letztere werden unter dem Begriff Windstau zusammengefaßt. Die Vorhersage des Windstaus wurde als Hauptproblem bei der Entwicklung unseres Vorhersagemodells angesehen. Es wurde angenommen, daß die astronomisch bedingten Wasserstandsänderungen – die Gezeiten – vom Windstau unabhängig sind.

Diese Anschauungsweise vernachlässigt die nicht unerheblichen Wechselwirkungen zwischen Gezeiten und Windstau. So ist bei Niedrigwasser die Stauwirkung durch auflandigen Wind größer als bei Hochwasser, weil das Abfließen des gestauten Wassers in einer geringermächtigen Wasserschicht erfolgt und damit der Einfluß der Bodenreibung stärker ist. Gezeitenwellen sind zudem lange Wellen, deren Fortpflanzungsgeschwindigkeit, ebenfalls aufgrund der Bodenreibung, von der Wassertiefe abhängt. Bei hohem Windstau tritt die Gezeit deswegen früher ein als bei niedrigem Windstau. Entsprechendes gilt für andere lange Wellen, wie Schwallerscheinungen als Folge von Fernwellen aus dem Nordatlantik, Querschwingungen der Nordsee und Wellen, die mit Luftdruckschwankungen in Resonanz stehen.

Durch Küstengestalt und Meeresbodentopographie werden die Wechselwirkungen an den Küsten der Deutschen Bucht noch komplizierter. Streicht beispielsweise auflandiger Wind bei Niedrigwasser über größere Flächen trockenengefallener Watten, so ergibt sich ein wiederum geringerer Windstau als bei überspülten Watten, also höherem Wasserstand (TOMCZAK, 1952, 1960). In unserem Vorhersagemodell wurden diese Wechselwirkungen nicht explizit berücksichtigt, d. h., der vorherzusagende Wasserstand wurde durch Addition des vorausberechneten Windstauwertes und der bekannten astronomischen Gezeit ermittelt. Dies schließt aber nicht aus, daß durch die Wahl geeigneter Eingabe-Meßgrößen ein Teil der Wechselwirkungen implizit erfaßt wurde. Auf die mathematische Darstellung der Gezeiten wird in Abschnitt 2.6 näher eingegangen.

Für die Darstellung des Windstaus wurde aufgrund der in Abschnitt 2.1 beschriebenen Erfahrungen ein Vorhersagemodell gesucht, an das folgende Forderungen gestellt wurden:

(a) Die für einen bestimmten Küstenort vorauszusagende Windstaukurve soll sich aus einer Linearkombination laufender Meßreihen ergeben; also nicht aus isolierten Meßwerten, die nur zu bestimmten Zeitpunkten gewonnen werden können, wie etwa Wasserstände bei Niedrig- und Hochwasser. Damit können Vorhersagen kontinuierlich getroffen werden. Es wird angenommen, daß stündlich abgelesene Meßwerte den Frequenzgehalt der beteiligten Meßreihen ausreichend genau wiedergeben. Es soll also gelten:

$$W(t_0 + t_j) = a \cdot A(t \leq t_0) + b \cdot B(t \leq t_0) + c \cdot C(t \leq t_0) + \dots$$

mit W = vorherzusagender Windstau,
 $A, B, C \dots$ = Meßreihen, die zur Vorhersage beitragen,
 $a, b, c \dots$ = geeignete Koeffizienten,
 t_0 = Zeitpunkt, an dem die Vorhersage getroffen wird,
 t_j = Vorhersagelänge

und allen t, t_0, t_j jeweils zur vollen Stunde.

(b) Die Koeffizienten a, b, c, \dots in der Linearkombination des Vorhersagemodells sollen durch multiple lineare Regression optimiert werden. Dies bedeutet eine Ausgleichung der in die Regression einfließenden Daten nach der Methode der kleinsten Quadrate. Hierbei werden die in das Modell eingehenden Meßreihen mit der darzustellenden Windstaukurve für bereits eingetretene Ereignisse verglichen. Der Bestimmungszeitraum für die Koeffizienten soll ein möglichst breites Spektrum von Wasserstandsschwankungen in der Deutschen Bucht umfassen. Da sich die Regressionen lediglich auf Schwankungen der Windstaukurve erstrecken, müssen die regelmäßigen Gezeitenschwankungen aus allen Meßreihen zuvor eliminiert werden.

(c) Nach den Regeln für Regressionsberechnungen sollen alle Terme der Eingabeseite einen signifikanten Beitrag zur Ausgabeseite beisteuern und voneinander weitgehend linear unabhängig sein, d. h. nur wenig miteinander korrelieren. Dies beschränkt die erforderlichen Meßgrößen auf solche, die für eine Vorhersage signifikante und einzigartige Informationen enthalten. Darüber hinaus wird gefordert, daß sich die beteiligten Meßreihen in dem Bestimmungszeitraum stationär verhalten, also keine linearen Trends aufweisen. Wasserstands- und Luftdruckschwankungen sollen hier über einen Zeitraum von mehreren Monaten hinweg als stationär angesehen werden.

Zur Anzahl der Freiheitsgrade bei der Regression ist anzumerken, daß die aufeinanderfolgenden stündlichen Werte der ins Auge gefaßten Meßreihen nicht voneinander unabhängig sind. Daher ist die Anzahl der Freiheitsgrade des auszugleichenden Gleichungssystems – je nach Frequenzgehalt der Meßreihen – geringer als die Differenz aus der Anzahl aller Meßwerte auf der Eingabeseite und der Anzahl der Regressionskoeffizienten. (Eine ausführliche Beschreibung des Regressionsverfahrens, angewandt auf die Bestimmung der maßgeblichen Faktoren für Hochwasser in der Irischen See, findet sich bei AMIN, 1982.)

(d) Mittels eines geeigneten Bewertungskriteriums soll unter verschiedenen Regressionsansätzen eine Auswahl über deren Güte getroffen werden. Das Regressionsverfahren bietet hierzu die Standardabweichung der Fehlerkurve, E , an, d. h. derjenigen Zeitreihe, welche die nicht durch den Regressionsansatz erfaßten Variationen der vorherzusagenden Windstaukurve enthält. Ein anderes Bewertungskriterium stellt der Betrag des multiplen Kreuzkorrelations-Koeffizienten r zwischen den Meßreihen auf der Eingabeseite und den berechneten Vorhersagewerten auf der Ausgabeseite des Regressionsansatzes dar. Sein Betrag ist ein Maß für denjenigen Anteil der Variation der Windstaukurve, der durch den Regressionsansatz erfaßt wird. Der Standardabweichung der Fehlerkurve als dem strengeren Maß für Vorhersagefehler soll als Bewertungskriterium im folgenden der Vorzug gegeben werden.

2.3 Variationen des Regressionsansatzes

Das vorgeschlagene Vorhersagemodell wurde in zwei Schritten entwickelt. Zunächst wurde versucht, diejenigen Parameter herauszufinden, die auf der Eingabeseite des Modells eindeutig zur Darstellung der Windstaukurve bei Büsum beitragen. Ein Parameter ist dabei nicht notwendigerweise eine Meßgröße selbst, sondern u. U. deren zeitlicher Gradient oder der Mittelwert der Meßgröße über eine bestimmte Zeit (z. B. Luftdruck, 12stündige Luftdruckdifferenzen und über 12 Stunden gemittelter Luftdruck). Die Parameter wurden zunächst allein aus den drei Meßgrößen Wasserstand bei Kiel-Strande (stellvertretend für die westliche Ostsee), Wasserstand bei Büsum (stellvertretend für die Deutsche Bucht) und Luftdruck bei Kiel-Rehmsberg gebildet. Im zweiten Schritt wurde untersucht, ob sich eine Verbesserung des Vorhersagemodells erreichen läßt, wenn die geeigneten Parameter beibehalten, die zugrundeliegenden Meßgrößen aber an anderen Meßorten gewonnen werden.

Erster Schritt: Der Bestimmungszeitraum für die zur Windstaudarstellung maßgeblichen Parameter sollte eine möglichst hohe Sturmflutdichte haben. Es wurde daher ein ca. ¼jähriges, zusammenhängendes Zeitintervall aus 12 Teilintervallen konstruiert, das sämtliche 18 Sturmflutereignisse des Zeitraums 1. 1. 1977 bis 30. 9. 1981 mit Wasserständen über 8 m PN am Pegel Büsum umfaßt (Tab. 1). An den Nahtstellen der Teilintervalle wurden die Meßwerte durch ein inverses Hanning-Fenster einander angeglichen, um Sprünge in der zusammenhängenden Wasserstandskurve zu eliminieren. Die so gebildete Zeitreihe enthielt schließlich noch originale stündliche Werte von 86 Tagen; Werte von insgesamt 18 Tagen wurden durch die Angleichung verfälscht.

Abb. 2 zeigt (rechts von der Unterteilung) den Windstauverlauf bei Büsum sowie dessen Aufspaltung in ein 12stündiges, gleitendes Summenmittel und in hochfrequente Restanteile. Letztere sind im wesentlichen halb- und vierteltägige Wasserstandsschwankungen mit Doppelamplituden bis über 1 m als Folge der Wechselwirkungen zwischen Windstau und Gezeiten. Die Windstaukurve (a) wurde durch Subtraktion von je 40 Partialtiden von den originalen Wasserstandsregistrierungen – für die jeweiligen Teilintervalle gesondert – gewonnen. Phasen und Amplituden dieser 40 Tiden, im folgenden auch als harmonische Gezeiten bezeichnet, wurden am Zeitraum 23. 9. – 31. 12. 1977 bestimmt (KÜMPEL, 1982).

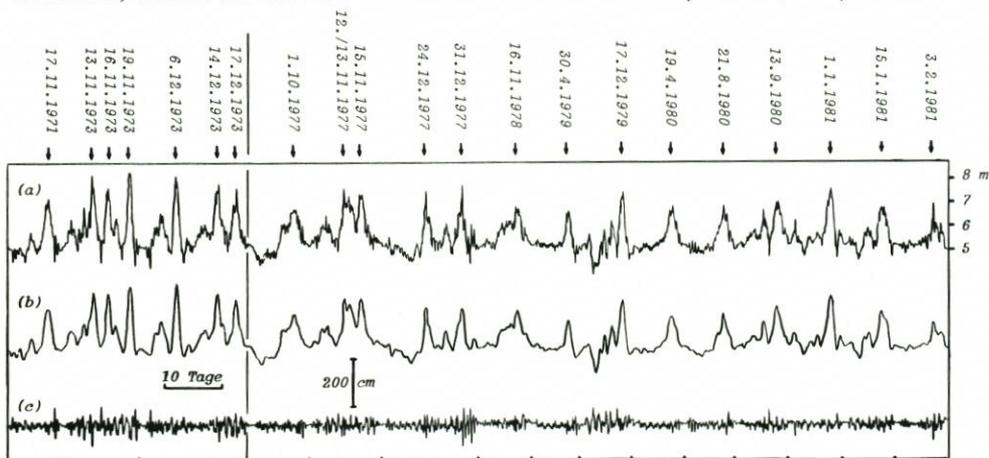


Abb. 2. Wasserstandsänderungen am Pegel Büsum für 15 aneinandergereihte Sturmflutzeiträume von 1971 bis 1981 (vgl. Tabelle 1); (a): nach Abzug von 40 Partialtiden, (b): gleitend über je 12 Stunden gebildetes arithmetisches Mittel zu (a), (c): Differenz (b)–(a)

Tabelle 1. Hochwasser über 8 m PN am Pegel Büsum-Westmolenkopf vom 1.1.1971 bis 30.9.1981. Quellen: Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten Schleswig-Holstein (1972, ..., 1980), Wasser- und Schiffsamt Tönning (pers. Mitteilung); 8 m PN entsprechen 1,48 m über MThw der Jahre 1966-1975

Datum	Uhrzeit [MEZ]	Hochwasser [cm] ü. PN	Datum	Uhrzeit [MEZ]	Hochwasser [cm] ü. PN
1971: 17. 11.	0.01	832	1977: 1. 10.	14.56	819
17. 11.	12.26	813	12. 11.	12.59	837
1973: 13. 11.	14.23	903	13. 11.	1.38	848
16. 11.	3.44	918	13. 11.	13.45	834
19. 11.	19.27	909	14. 11.	2.08	806
6. 12.	21.24	934	15. 11.	3.12	881
14. 12.	3.22	919	15. 11.	15.00	833
17. 12.	6.01	834	24. 12.	12.23	858
1974: 16. 1.	5.19	803	31. 12.	2.15	854
5. 12.	4.55	841	1978: 16. 11.	13.18	807
18. 12.	3.03	825	1979: 30. 4.	15.30	828
29. 12.	11.47	827	17. 12.	23.50	841
1975: 25. 1.	23.34	872	1980: 19. 4.	15.40	804
26. 1.	10.47	833	21. 8.	19.55	806
28. 9.	4.40	814	13. 9.	14.38	817
1976: 3. 1.	13.49	1015	1981: 1. 1.	8.25	856
4. 1.	1.55	854	15. 1.	7.17	819
20. 1.	14.38	821	3. 2.	10.10	841
21. 1.	3.04	978			
21. 1.	15.24	844			
22. 1.	4.00	879			

Insgesamt wurden Regressionsansätze für etwa 50 verschiedene Parameterkombinationen getestet. Empirisches Vorwärtstasten nach dem „trial-and-error“-Verfahren führte schließlich zu einem vorläufigen Modell, das auf der Eingabeseite aus drei Parametern besteht:

$$\begin{aligned}
 W_{BÜS}(t_0 + t_j) = & a_j \cdot \overline{W}_{BÜS}(t_0 - 12^h, 12^h) \\
 & + b_j \cdot [W_{BÜS}(t_0) - W_{BÜS}(t_0 - 12^h)] \\
 & + c_j \cdot \begin{cases} 0,2 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 20^h)] \text{ für pos. Diff.} \\ 1,0 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 20^h)] \text{ für neg. Diff.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

mit $W_{BÜS}(t)$ = Windstau am Pegel Büsum (-Westmolenkopf) zur Zeit t
 $\overline{W}_{BÜS}(t, T)$ = über T Stunden arithmetisch gemittelter Windstau in Büsum zur Zeit t
 $L_K(t)$ = Luftdruck bei Kiel zur Zeit t
 t_j = $6^h, 9^h, 12^h$ (= Vorhersagelängen)
 a_j, b_j, c_j = Regressionskoeffizienten zu t_j -stündigen Vorhersagen

Der erste Parameter, im folgenden mit $R e s t s t a u$ bezeichnet, ist der über einen halben Tag gemittelte Windstau 12 Stunden vor dem Zeitpunkt t_0 , an dem die Vorhersage erstellt werden soll. Der zweite Parameter beinhaltet die $S t a u e n t w i c k l u n g$ im Verlauf der letzten 12 Stunden vor dem Zeitpunkt t_0 . Der dritte Parameter gibt die $L u f t d r u c k e n t w i c k l u n g$ über einen Zeitraum wieder, der 20 Stunden vor dem Zeitpunkt des vorherzusagenden Windstauwertes beginnt und am Zeitpunkt t_0 endet. Die Zeitspanne von 20 Stunden bis zum Zeitpunkt des vorherzusagenden Windstauwertes ist dabei nur schwach bestimmt. Sie ergibt sich für 6stündige Vorhersagelängen mit einer Unsicherheit von 5 Stunden, für

12stündige Vorhersagelängen mit einer Unsicherheit von 3 Stunden. Die physikalische Bedeutung dieser drei Parameter wird in Abschnitt 2.4 näher erläutert.

Durch Einbeziehen von Windstaukurven der westlichen Ostsee ließ sich das Modell nicht weiter verbessern.

Der Versuch, statt einer einzigen verschiedene zeitliche Luftdruckdifferenzen in den Regressionsansatz einzubeziehen, um quadratische und höhere Ableitungen des Luftdruckverlaufs zu berücksichtigen, führte ebenfalls nicht zu besseren Darstellungen. Als vorteilhaft – allerdings nur mit geringer Signifikanz – erwies es sich, fallenden Luftdruck (= negative Differenzen) stärker zu gewichten als steigenden Luftdruck. Die Koeffizienten 0,2 für positive Differenzen bzw. 1,0 für negative Differenzen sind als vorläufige Schätzwerte anzusehen.

Die Unabhängigkeit des Vorhersagemodells vom Bestimmungszeitraum wurde an den Sturmflutereignissen der Jahre 1971 bis 1973 (s. Tab. 1 und Abb. 2, links von der Unterteilung) sowie an der für manche Orte der schleswig-holsteinischen Westküste bisher schwersten Sturmflut, der vom 3./4. Januar 1976, getestet. Gegenüber den Vorhersagefehlern beim Datensatz 1977–1981 verschlechterten sich nur die 12stündigen Prognosen geringfügig. Die Flut vom 3./4. 1. 1976 wurde im nachhinein 12 bzw. 9 Stunden vor Eintritt um 100 cm bzw. um 46 cm zu niedrig, 6 Stunden vorher um 26 cm zu hoch eingeschätzt (KÜMPEL, 1982).

Zweiter Schritt: Neben den Wasserstandsänderungen bei Büsum wurden jetzt die Wasserstände von den Pegeln Borkum (Südstrand), Helgoland und der Forschungsplattform Nordsee (FPN) sowie von dieser auch die Luftdruckänderungen in die Regressionsansätze einbezogen. Die Konstruktion der Eingabeparameter blieb erhalten.

Als Bestimmungszeitraum für die jeweiligen Regressionskoeffizienten wurde jetzt ein zusammenhängendes Intervall von ca. drei Monaten mit möglichst wechselhaftem Verlauf der Windstaukurve ausgewählt. Damit sollte gewährleistet sein, daß einerseits gewöhnliche Wetterabläufe nicht ganz unberücksichtigt bleiben und andererseits keine Daten durch Angleichung an internen Intervallrändern verfälscht werden (s. o.). Dieser Bestimmungszeitraum war das 100-Tage-Intervall vom 28. Sept. 1977 bis 5. Jan. 1978. Während dieser Zeit wurde bei Sturmflutereignissen die 8-Meter-Marke des Pegels Büsum insgesamt neunmal überschritten (s. Tab. 1). Zwar lief keine der Sturmfluten besonders hoch auf, die Windstaukurven verliefen aber jeweils recht unterschiedlich. So wurde die Sturmflut vom 24. 12. durch eine rasch aus mittleren Breiten des Atlantiks heranziehende Sturmzyklone verursacht, während nur eine Woche später ein ausgedehntes Tiefdrucksystem aus dem isländischen Raum für eine etwa gleichstarke Sturmflut sorgte. Beide Fluten führten zu relativ kurzanhaltendem Hochwasser. Die Sturmflut vom 12./13. 11. 1977 hielt dagegen über mehrere Tidezyklen an. Sie folgte einer einmonatigen Schönwetterperiode mit geringen Windstauwerten, der wiederum eine leichte Sturmflut Anfang Oktober vorausging.

Tabelle 2. Mittelwert \bar{E} von Standardabweichungen der Fehlerkurven zu 6-, 9- und 12stündigen Windstaudarstellungen für Büsum im Zeitraum 28. 9. 77–4. 1. 78; in den Regressionsansätzen werden die Parameter Reststau und Stauentwicklung aus den Windstaukurven der angegebenen Pegel gebildet

		\bar{E} [cm]	Reststau von Pegel:			
			BÜS	BOR	HEL	FPN
Stauentwicklung von Pegel:	BÜS	32,7	34,2	33,1	32,8	
	BOR	32,3	32,7	32,0	31,9	
	HEL	31,6	32,9	31,6	31,6	
	FPN	30,8	31,9	30,7	30,1	

Es wurden 16 Regressionen durchgeführt, bei denen die Parameter Reststau und Stauentwicklung aus sämtlichen Kombinationen der vier oben angeführten Pegelorte gebildet wurden. Da das Bezugsniveau des Pegels an der FPN nicht bekannt ist, wurde der Regressionsansatz, sofern er Meßreihen von der FPN enthielt, um eine durch die Ausgleichung zu bestimmende Konstante d_j erweitert (s. Regressionsgleichungen in Abschn. 2.4 und 2.5).

Vergleicht man die Standardabweichungen der Fehlerkurven aller Ausgleichungen, so zeichnet sich ein Vorhersagemodell als bestes vor allen anderen aus (s. Tab. 2).

Es ist der Ansatz, in dem sowohl der Parameter Reststau als auch der Parameter Stauentwicklung aus der Wasserstandsaufzeichnung an der FPN gebildet werden. Zunehmend größere Fehler ergeben sich für Vorhersagemodelle, bei denen auf der Eingabeseite Meßreihen von Helgoland, von Borkum und zuletzt von Büsum (wie im ersten Schritt) stehen. Verwendet man in dem besten Modell Luftdruckdaten von der FPN statt von Kiel, so verschlechtert sich der in Tabelle 2 angegebene Mittelwert \bar{E} von 30,1 cm auf 31,3 cm.

Es sei darauf hingewiesen, daß die Höhe der in Tabelle 2 aufgelisteten Zahlenwerte für \bar{E} den Ansprüchen an ein Vorhersagemodell nicht genügt. Die Werte für \bar{E} sind hier deswegen relativ hoch, weil die verwendeten Regressionsgleichungen keine Toleranzfenster für die Eintrittszeit der dargestellten Windstaukurven enthalten. Toleriert man geringfügige zeitliche Abweichungen zwischen dargestellten und eingetretenen Windstauwerten, reduzieren sich die Werte für \bar{E} maßgeblich (s. u.).

2.4 Modell der Vorhersage des Windstaus für Büsum

Die erreichte Darstellungsgenauigkeit war so vielversprechend, daß auch Regressionen für 15stündige Vorhersagelängen berechnet wurden. Da sich hierbei für den Parameter Luftdruckentwicklung deutlich die über 6 Stunden gebildeten Luftdruckdifferenzen als optimal erwiesen (beginnend 21 Stunden vor dem Zeitpunkt $t_0+t_j = t_0+15$ h) und bei den kürzeren Vorhersagelängen der früheste Zeitpunkt für die Berücksichtigung des Luftdruckeinflusses bei ungefähr 20 Stunden vor t_0+t_j lag (mit einer Unsicherheit von 3 bis 5 Stunden), wurde als frühester Zeitpunkt für die Berücksichtigung von Luftdruckwerten im folgenden einheitlich der Zeitpunkt $t_0+t_j - 21^h$ festgelegt.

Damit ergab sich als bestes Modell für eine mittelfristige Vorhersage der Windstaukurve am Pegel Büsum eine Funktion f_1 der beiden Meßgrößen W_{FPN} und L_K :

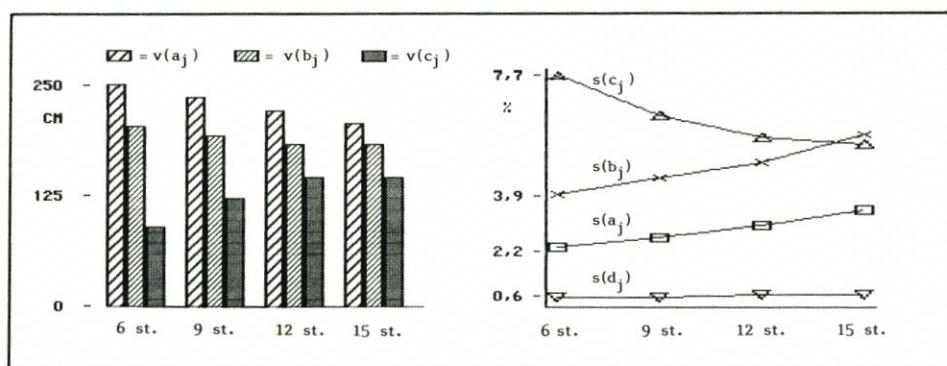
$$\begin{aligned} W_{BÜS}(t_0+t_j) &= f_1(W_{FPN}, L_K) \\ &= a_j \cdot \bar{W}_{FPN}(t_0-12^h, 12^h) \\ &\quad + b_j \cdot [W_{FPN}(t_0) - W_{FPN}(t_0-12^h)] \\ &\quad + c_j \cdot \begin{cases} 0,2 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0+t_j-21^h)] & \text{für pos. Diff.} \\ 1,0 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0+t_j-21^h)] & \text{für neg. Diff.} \end{cases} \\ &\quad + d_j \end{aligned}$$

mit $W_{FPN}(t)$ = Wasserstand an der FPN zur Zeit t , für Vorhersagelängen $t_j = 6^h, 9^h, 12^h, 15^h$ und den in Tabelle 3 aufgelisteten Koeffizienten a_j, b_j, c_j und d_j . Zur genaueren Bewertung des Vorhersagemodells zeigt Abb. 3 die Standardabweichungen $s(x_j)$ der Regressionskoeffizienten x_j in Prozent ihres Absolutbetrages sowie die Maximalvariationen $v(x_j)$ der drei zeitabhängigen Glieder in der o. a. Linearkombination.

Die Konstruktion der Parameter, ihre Bedeutung für das beste Vorhersagemodell und die Lage der bevorzugten Meßorte lassen sich im Hinblick auf den physikalischen Gehalt des empirischen Modells folgendermaßen interpretieren:

Tabelle 3. Regressionskoeffizienten a_j , b_j , c_j , d_j , Standardabweichungen E_j der Fehlerkurven und multiple Kreuzkorrelations-Koeffizienten r_j zum Modell $W_{\text{BUS}} = f_1(W_{\text{FPN}}, L_K)$ für den Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78

t_j	[h]	6	9	12	15
a_j		1,15	1,08	1,01	0,94
b_j		1,16	1,10	1,04	0,94
c_j	[cm/mbar]	-5,77	-8,89	-13,45	-21,35
d_j	[cm]	414	420	424	429
E_j	[cm]	27,5	30,2	32,5	35,5
r_j		0,881	0,854	0,827	0,790

Abb. 3. Maximalvariationen $v(x_j)$ und Standardabweichungen $s(x_j)$ der Regressionskoeffizienten $x_j = a_j, b_j, c_j, d_j$ zum Modell $W_{\text{BUS}} = f_1(W_{\text{FPN}}, L_K)$ für den Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78; $v(d_j) = 0$ cm

(a) Es ist kein Zufall, daß der Reststau über einen halben Tag gemittelt wird und sich die Zeitspanne für die Ermittlung des Parameters Stauentwicklung ebenfalls über einen halben Tag erstreckt. Die M_2 -Gezeit (Periode $12^{\text{h}}25^{\text{min}}$) besitzt von allen Gezeitenwellen in der Deutschen Bucht die weitaus größte Amplitude. Ihr mittlerer Tidehub beträgt bei Büsum 324 cm, bei Borkum und Helgoland je 231 cm (Landesamt für Wasserhaushalt und Küsten Schleswig-Holstein [LWK-SH], 1980, für die Jahre 1966-1975) und bei der FPN ca. 120 cm (eigene Analyse im Zeitraum 28. 9. 1977-5. 1. 78). Obwohl an den oben beschriebenen Regressionen nur Zeitreihen ohne harmonische Gezeitenanteile beteiligt sind, treten wegen der erwähnten Wechselwirkungen zwischen Windstau und Gezeiten in den Windstaukurven der Pegel erhebliche nichtlineare Restanteile der M_2 -Gezeit auf (vgl. Abb. 2). Durch arithmetische Mittelwertbildung über 12 Stunden bzw. durch 12stündige Differenzenbildung (Abb. 4) werden diese schwer vorausberechenbaren halbtägigen Restschwingungen weitgehend unterdrückt (ebenso viertel-, sechstel- und achteiltägige Schwingungen).

(b) Physikalisch sinnvoll erscheint ebenfalls, daß der Reststau um einen Zeitpunkt herum gemittelt wird (um t_0-12^{h}), an dem der Parameter Stauentwicklung ansetzt (s. Abb. 4). Das Modell würde die Bildung des Reststaus auch noch zu einem sechs Stunden späteren Zeitpunkt zulassen. Dann allerdings wäre in der linearen Verknüpfung von Reststau und Stauentwicklung der gesamte halbtägige Hub eventueller Restzeiten zwischen t_0-12^{h} und t_0-6^{h} enthalten. Die hier gewählte Kombination liefert dagegen einen Schätzwert für den von Restzeiten befreiten Windstauwert zum Zeitpunkt der Vorhersage.

(c) In der Konstruktion des dritten Parameters, dem der Luftdruckentwicklung, kommt zweierlei zum Ausdruck:

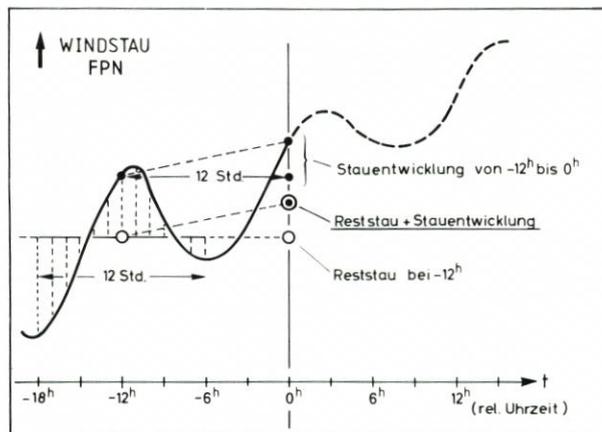


Abb. 4. Elimination von halbtägigen Restschwingungen durch die Parameter Reststau und Stautwicklung (Vorhersagebereich: $t > 0$)

– Luftdruckaufzeichnungen scheinen im statistischen Mittel bedeutende Änderungen der Windstaukurve bis zu etwa 20 Stunden vor deren Auftreten anzukündigen. Während bei kürzeren Vorhersagelängen (9^h , 6^h) sowohl kurzfristige als auch stetige, länger anhaltende Luftdruckänderungen als Anzeichen für Windstauänderungen dienen, werden bei größeren Vorhersagelängen (15^h , 12^h) nur relativ kurzfristige (bis 6- bzw. 9stündige) Luftdruckänderungen durch das Vorhersagemodell berücksichtigt (Abb. 5).

– In der stärkeren Gewichtung des fallenden Luftdrucks spiegelt sich wider, daß sich dieser stärker auf den Windstau in der Deutschen Bucht auswirkt als steigender Luftdruck. Ein Luftdruckabfall im Bereich der südlichen Nordsee steht häufig in Zusammenhang mit ostwärts ziehenden Tiefdrucksystemen bei nördlich gelegenen Kern und damit westlichen Winden über der Deutschen Bucht.

(d) Ein zusätzlicher Parameter für die Berücksichtigung des statischen Luftdruckeinflusses auf Wasserstandsänderungen erscheint überflüssig, da solche Wasserstandsschwankungen schon durch die Parameter Reststau und Stautwicklung erfaßt werden.

(e) Aus Abb. 3 ergibt sich, daß die Parameter Reststau und Stautwicklung etwa gleiches Gewicht haben, dieses aber mit zunehmender Vorhersagelänge zugunsten des Parameters Luftdruckentwicklung verlieren (sichtbar an $v [c_i]$ gegenüber $v [a_i]$ und $v [b_i]$). Die Standardabweichungen $s(x_i)$ sind ein Maß für die Fehlerbreite bzw. Unsicherheit, mit der sich die Regressionskoeffizienten bestimmen lassen. Für alle Vorhersagelängen t_i stehen die Fehlerbreiten der Terme Reststau und Stautwicklung in etwa gleichem Verhältnis zueinander, nehmen mit t_i von 6^h auf 15^h aber um ca. 50 % zu. Letzteres trifft nicht für die Fehlerbreite des Parameters Luftdruckentwicklung zu: der Koeffizient c_i wird mit zunehmendem t_i genauer bestimmbar. Darin zeichnet sich die besondere Bedeutung der Luftdruckentwicklung für die Wasserstandsdarstellung bei mittelfristigen Vorhersagelängen ab.

Insgesamt gesehen, tragen alle drei Parameter einen signifikanten und in ihrer maximalen Variation vergleichbaren Beitrag zur darzustellenden Windstaukurve bei.

(f) Der Vorteil der FPN liegt in ihrer Lage 70 bis 120 km vor den Watten der nord- bzw. ostfriesischen Küste (Abb. 1). Lokale, nichtstationäre Seichtwasserschwingungen treten hier, insbesondere im Vergleich zu Büsum, kaum auf. Da außerdem der Tidehub an der FPN nur etwa 35 % von dem bei Büsum beträgt, weisen die durch Wechselwirkung entstandenen Restschwingungen verhältnismäßig kleine Amplituden auf. Beides sind günstige Vorausset-

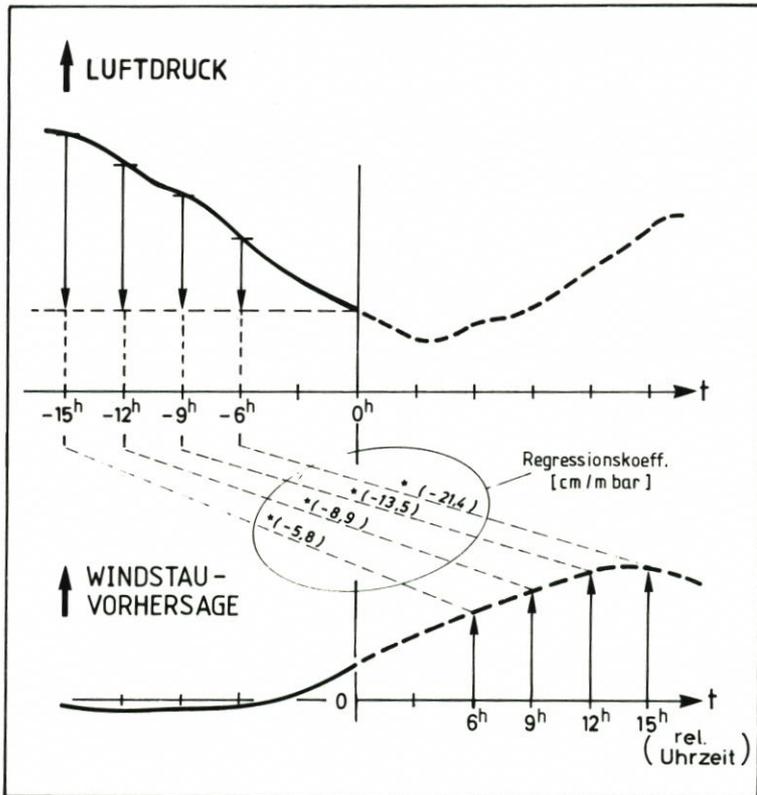


Abb. 5. Der als Parameter Luftdruckentwicklung ermittelte Beitrag zur Windstaudarstellung (Vorhersagebereich: $t > 0$, Regressionskoeffizienten für Büsum)

zungen für die Extrapolation von Windstauwerten. Von geringer Bedeutung ist vermutlich die Tatsache, daß von Westen anlaufende Sturmfluten an der FPN ihren Höchststand eher erreichen als an der nordfriesischen Küste. Dies lehrt die Erfahrung aus den in Abschn. 2.3 beschriebenen Regressionen, wonach die Wasserstandskurven von Helgoland besser zur Darstellung geeignet sind als die von Borkum, obwohl Höchstwasserstände bei Borkum i. allg. früher eintreten als bei Helgoland und beide Orte gleichen Tidehub verzeichnen.

(g) Es ist bemerkenswert, welches Gewicht dem an einem einzigen Ort registrierten zeitlichen Luftdruckgradienten in dem Vorhersagemodell zukommt. Die schlechtere Qualität der 1977 an der FPN gewonnenen Luftdruckaufzeichnung gegenüber derjenigen von Kiel ist vermutlich der Grund dafür, daß sich mit der in Kiel registrierten Meßreihe etwas kleinere Darstellungsfehler ergeben. Bei einer Weiterentwicklung des Modells empfiehlt es sich, die Bedeutung von Kombinationen aus zeitlichen und räumlichen Luftdruckgradienten zu untersuchen.

(h) Physikalisch nicht erklärbar ist das Anwachsen der konstanten Niveaushiftung d , mit zunehmender Vorhersagelänge (ca. 1,5 cm/Std). Es handelt sich wahrscheinlich um einen numerischen Effekt der Ausgleichung, dessen Systematik noch an anderen Zeiträumen überprüft werden sollte.

2.5 Windstaudarstellung für Borkum und Helgoland

Die offensichtlichen Vorzüge der Lage der FPN für die Darstellung der Windstaukurve bei Büsum ließ den Versuch gerechtfertigt erscheinen, mit einem ähnlichen Modell Windstaukurven anderer Orte zu beschreiben. Die entsprechenden Regressionsansätze für Windstaudarstellungen der Pegel Borkum und Helgoland für einen zukünftigen Zeitpunkt $t_0 + t_j$ sind:

$$\begin{aligned} W_{BOR}(t_0 + t_j) &= f_2(W_{FPN}, L_K) \\ &= a'_j \cdot \bar{W}_{FPN}(t_0 - 12^h, 12^h) \\ &\quad + b'_j \cdot [W_{FPN}(t_0) - W_{FPN}(t_0 - 12^h)] \\ &\quad + c'_j \cdot \begin{cases} 0,2 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 21^h)] & \text{für pos. Diff.} \\ 1,0 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 21^h)] & \text{für neg. Diff.} \end{cases} \\ &\quad + d'_j \end{aligned}$$

sowie

$$\begin{aligned} W_{HEL}(t_0 + t_j) &= f_3(W_{FPN}, L_K) \\ &= a''_j \cdot \bar{W}_{FPN}(t_0 - 12^h, 12^h) \\ &\quad + b''_j \cdot [W_{FPN}(t_0) - W_{FPN}(t_0 - 12^h)] \\ &\quad + c''_j \cdot \begin{cases} 0,2 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 21^h)] & \text{für pos. Diff.} \\ 1,0 \cdot [L_K(t_0) - L_K(t_0 + t_j - 21^h)] & \text{für neg. Diff.} \end{cases} \\ &\quad + d''_j \end{aligned}$$

mit $W_{BOR}(t)$ = Windstau am Pegel Borkum (Südstrand)

und $W_{HEL}(t)$ = Windstau am Pegel Helgoland.

Ausgleichungen für den Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78 liefern die in den Tabellen 4 und 5 aufgelisteten bzw. in den Abbildungen 6 und 7 gezeigten Werte.

An den Standardabweichungen der Fehlerkurven und den multiplen Korrelationskoeffizienten fällt beim Vergleich mit Tabelle 3 auf, daß die mittelfristigen Windstaudarstellungen für Borkum und Helgoland besser gelingen als für Büsum. Dies ist verständlich, weil die Gesamtvariation der Wasserstandsänderungen bei Borkum und Helgoland jeweils kleiner ist als bei Büsum. So betragen die Differenzen zwischen höchstem Tidehochwasser und niedrigstem Tideniedrigwasser im Zehn-Jahreszeitraum 1966 bis 1975 für Büsum 817 cm, für Borkum und Helgoland dagegen nur 619 bzw. 612 cm (LWK-SH, 1980). Auf die Unterschiede im mittleren Tidehub wurde bereits hingewiesen. Es ergibt sich für Borkum und Helgoland die gleiche Güte der Windstaudarstellung. Die konstanten Niveauunterschiede

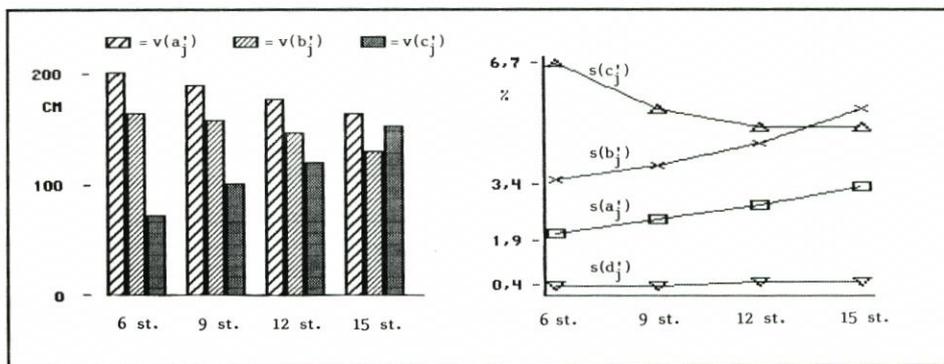


Abb. 6. Maximalvariationen $v(x'_j)$ und Standardabweichungen $s(x'_j)$ der Regressionskoeffizienten $x'_j = a'_j, b'_j, c'_j, d'_j$ zum Modell $W_{BOR} = f_2(W_{FPN}, W_K)$ für den Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78; $v(d'_j) = 0$ cm

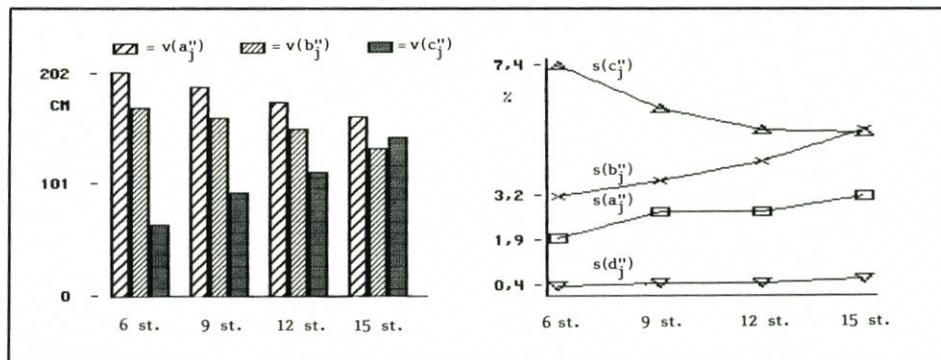


Abb. 7. Maximalvariationen $v(x_j)$ und Standardabweichungen $s(x_j)$ der Regressionskoeffizienten $x_j^* = a_j^*, b_j^*, c_j^*, d_j^*$ zum Modell $W_{HEL} = f_3(W_{FPN}, L_K)$ für den Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78; $v(d_j^*) = 0$ cm

zum Wasserstand an der FPN nehmen in beiden Fällen wieder mit wachsender Vorhersage-länge zu. Die Standardabweichungen der Fehlerkurven sind um den Faktor 1,4 geringer als bei Büsum.

Die Gewichtung der einzelnen Parameter stellt sich mit der gleichen Systematik dar wie für Büsum, auch was die Fehlerbreite ($s[x_j^*], s[x_j^{**}]$) der Regressionskoeffizienten betrifft. Als hauptsächlicher Unterschied zwischen den Abbildungen 6 und 7 fällt die etwas stärkere Gewichtung des Parameters Luftdruckentwicklung bei Borkum im Vergleich zu Helgoland auf ($v[c_j^*]$ bzw. $v[c_j^{**}]$).

Abb. 8 zeigt die multiplen Kreuzkorrelations-Funktionen zwischen berechneten und eingetretenen Windstaukurven für alle drei Modelle. In den Kurven finden sich die Korrela-

Tabelle 4. Wie Tab. 3, jedoch für die Darstellung des Windstaus bei Borkum durch das Modell $W_{BOR} = f_2(W_{FPN}, L_K)$

t_j	[h]	6	9	12	15
a_j^*		0,92	0,86	0,80	0,75
b_j^*		0,93	0,89	0,83	0,74
c_j^*	[cm/mbar]	-4,72	-7,36	-11,13	-17,72
d_j^*	[cm]	426	430	434	438
E_j^*	[cm]	19,5	21,3	23,5	26,3
r_j^*	[cm]	0,902	0,882	0,854	0,815

Tabelle 5. Wie Tab. 3, jedoch für die Darstellung des Windstaus bei Helgoland durch das Modell $W_{HEL} = f_3(W_{FPN}, L_K)$

t_j	[h]	6	9	12	15
a_j^{**}		0,93	0,87	0,81	0,75
b_j^{**}		0,98	0,92	0,86	0,77
c_j^{**}	[cm/mbar]	-4,17	-6,81	-10,52	-16,87
d_j^{**}	[cm]	399	403	408	412
E_j^{**}	[cm]	19,1	21,6	23,8	26,7
r_j^{**}	[cm]	0,908	0,880	0,853	0,816

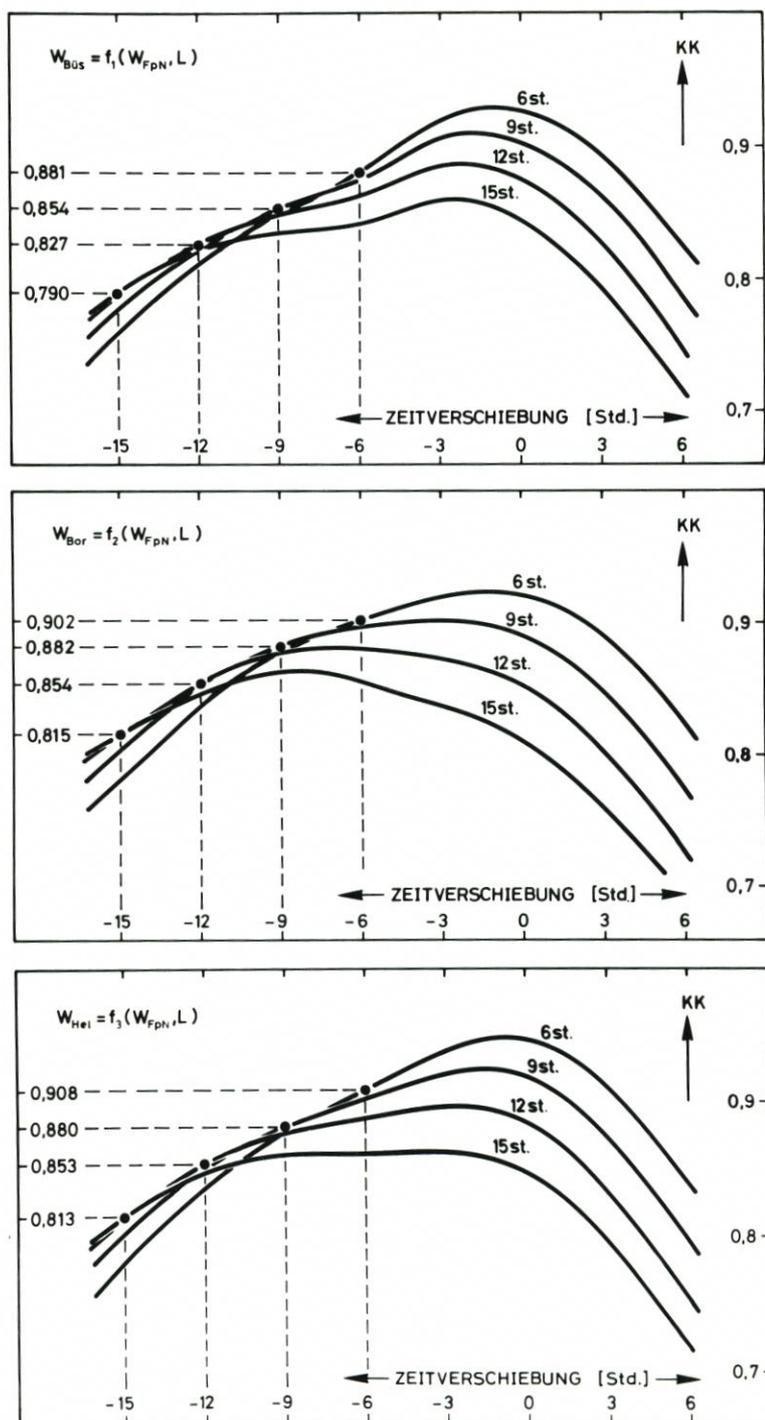


Abb. 8. Kreuzkorrelations-Funktionen für berechnete und eingetretene Windstaukurven der Pegel Büsum, Borkum und Helgoland, bezogen auf den Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78 (Vorhersagebereich = negative Zeitverschiebungen, KK = Kreuzkorrelations-Koeffizient)

tionskoeffizienten r_1 , r'_1 und r''_1 der Tabellen 3, 4 und 5 wieder. Für jede Vorhersagelänge τ_i (bzw. Zeitverschiebung $-6, -9, -12, -15$ Stunden) weist gerade dasjenige Modell den größten Wert in der Korrelationsfunktion auf, das für diese Vorhersagelänge optimiert wurde. Größere Korrelationskoeffizienten ergeben sich zwar für geringere Zeitverschiebungen, doch stellen diese nicht die jeweils bestmöglichen der für entsprechend verkürzte Vorhersagelängen entwickelbaren Modelle dar.

Für die Zeitverschiebung von 0 Stunden müßten bestdargestellte und eingetretene Windstaukurve nahezu identisch sein. Bei gleichbleibendem Regressionsansatz würde die Bedeutung des Luftdruckterms fast ganz verschwinden, während die Summe aus Reststau und Stauentwicklung beinahe in Autokorrelation mit der vorherzusagenden Windstaukurve (und zwar mit einem Korrelationskoeffizienten von fast 1,0) treten würde.

Das Maximum der Korrelationsfunktionen ist für Büsum und Helgoland stärker ausgeprägt als für Borkum. Dies weist darauf hin, daß die Summe aus Reststau und Stauentwicklung an der FPN dem Windstau bei Helgoland und Büsum ähnlicher ist als dem Windstau bei Borkum, in Übereinstimmung mit den etwas geringeren Regressionskoeffizienten für den Parameter Stauentwicklung in Tabelle 4 gegenüber denjenigen in den Tabellen 3 und 5.

Die relativ hohen Kreuzkorrelations-Koeffizienten, die sich bei der Anwendung des für Büsum entwickelten Modells auf die Windstaukurven von Borkum und Helgoland ergeben, lassen den Schluß zu, daß sich entsprechende Modelle auch für andere Küstenorte im Bereich der Deutschen Bucht aufstellen lassen. Nimmt man einen linearen Zusammenhang zwischen Standardabweichung der Fehlerkurve und mittlerem Tidehub an, so bekommt man einen Anhalt für die jeweils zu erwartenden Standardabweichungen (Abb. 9).

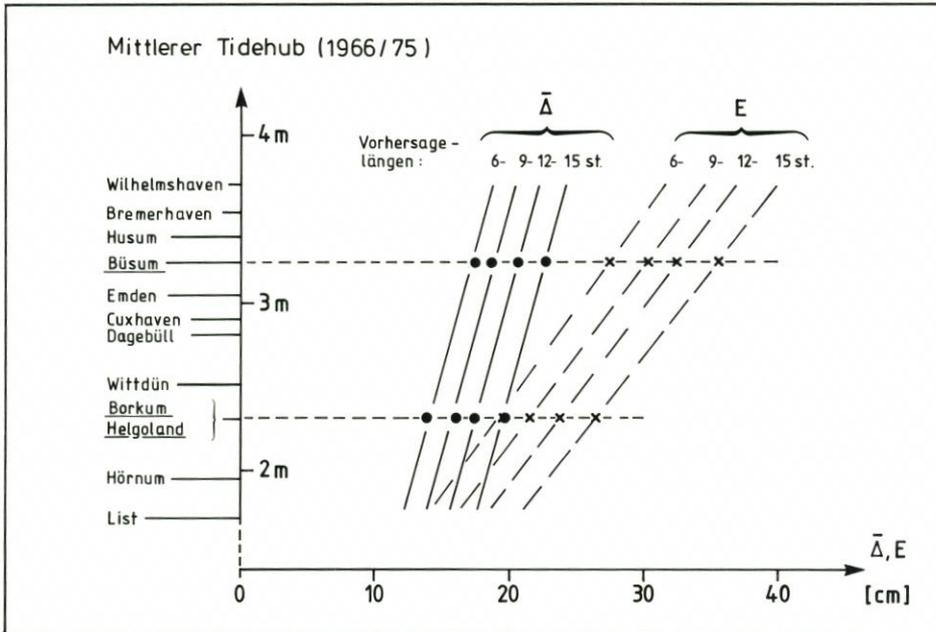


Abb. 9. Geschätzte Standardabweichungen E der Fehlerkurven für Windstaudarstellungen und mittlere Fehler $\bar{\Delta}$ bei der Darstellung von Hochwasserhöhen für verschiedene Küstenorte der Deutschen Bucht; die Kreuze und Punkte sind Erfahrungswerte aus dem Zeitraum 28. 9. 77-5.1. 78; die Angaben für $\bar{\Delta}$ gelten mit, die für E gelten ohne Tolerierung von Abweichungen in der Eintrittszeit zwischen berechneten und beobachteten Wasserständen

2.6 Darstellung der vollständigen Wasserstandskurve

Bisher wurde nur der Windstauanteil von Wasserstandsschwankungen behandelt. Bei einer vollständigen Darstellung muß der Tideanteil an zwei Stellen des Verfahrens berücksichtigt werden (Abb. 10). Zur Bildung der Parameter Reststau und Stauentwicklung müssen zuvor die Gezeiten aus der laufenden Wasserstandsregistrierung an der FPN eliminiert werden, und zur Bildung des vollständigen Wasserstandswertes müssen die Gezeiten der Küstenorte zur berechneten Windstaukurve hinzuaddiert werden.

Es stellt sich dabei die Frage, über welchen Zeitraum hinweg die Gezeiten als stationär angesehen werden dürfen. In dem von TOMCZAK (1960) vorgeschlagenen Verfahren wird der Tideanteil einer Wasserstandsvorhersage mittels der mittleren Spring- und Nipptidekurven nach den ausführlichen Vorausberechnungen für Hoch- und Niedrigwasserzeit und -höhe aus den Gezeitentafeln entnommen. ROSSITER (1959) stellt den Tideanteil dagegen als Summe von ein-, halb- und vierteltägigen Wellen aus beobachteten Zeitreihen dar.

Unser Vorschlag für ein zukünftiges Vorhersageverfahren wendet beide Methoden der Berücksichtigung von Tideanteilen an:

Folgt man dem Verfahren von ROSSITER, so kann ein Teil der saisonalen und säkularen Schwankungen von Gezeitenamplituden und -phasen dadurch erfaßt werden, daß diese Größen durch FOURIER-Analyse einer z. B. zweimonatigen Zeitreihe, die an (oder kurz vor)

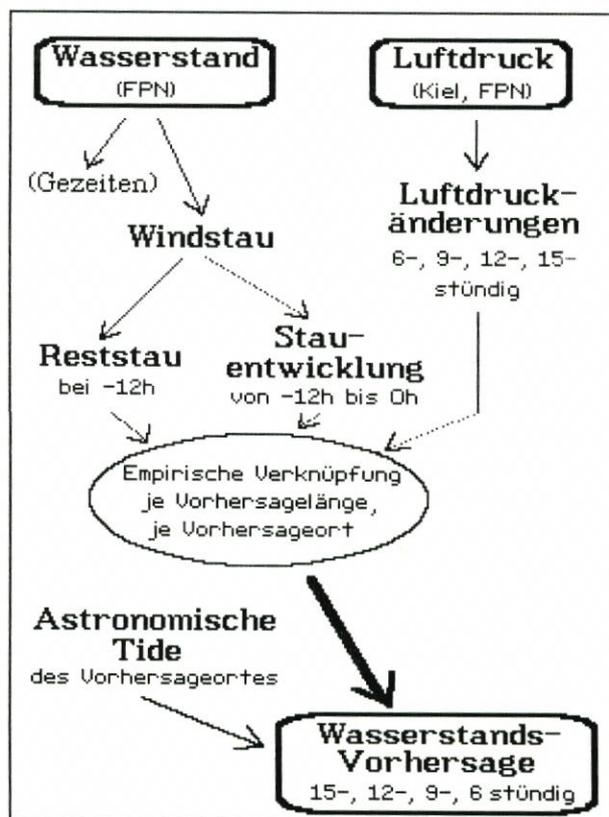


Abb. 10. Schema des vollständigen Vorhersagemodells

dem Vorhersagezeitpunkt t_0 endet, berechnet und bis zum Zeitpunkt des vorherzusagenden Wasserstandes ($t_0 + t_i$) extrapoliert werden. Dabei würde es ausreichen, wenn die Gezeitenamplituden und -phasen nur etwa einmal wöchentlich durch neuerliche FOURIER-Analyse einer um eine Woche verschobenen Beobachtungsreihe aktualisiert werden. Diese Vorgehensweise bietet sich zur Bereinigung der FPN-Pegelaufzeichnung von Gezeiten an, bevor

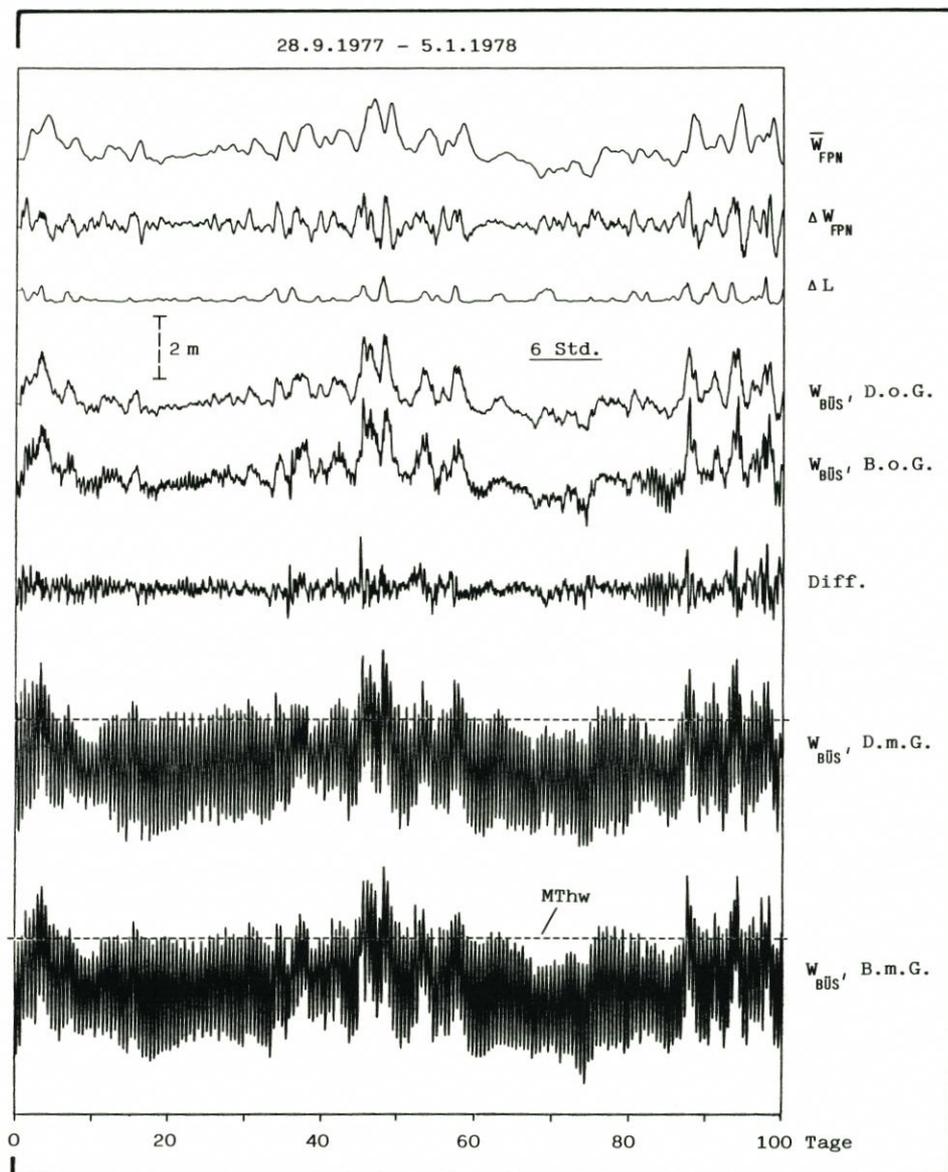


Abb. 11. Wasserstandskurven bei 6stündiger Vorhersagelänge für Büsum; es bedeuten: $\overline{W}_{\text{FPN}}$ = Reststau an der FPN; ΔW_{FPN} = Stauentwicklung an der FPN; ΔL = Luftdruckentwicklung; $W_{\text{BÜS}}$, D.o.G. = Wasserstandsdarstellung ohne Gezeiten; $W_{\text{BÜS}}$, B.o.G. = Wasserstandsbeobachtung ohne Gezeiten; Diff. = Diff. der Wasserstandskurven ohne Gezeiten; $W_{\text{BÜS}}$, D.m.G. = Wasserstandsdarstellung mit Gezeiten; $W_{\text{BÜS}}$, B.m.G. = Wasserstandsbeobachtung mit Gezeiten

Reststau und Stautentwicklung in der oben beschriebenen Weise ermittelt werden. Zur Bildung der vollständigen Vorhersagewerte an den Küstenorten empfiehlt sich dagegen, deren Tideanteile nach dem von TOMCZAK vorgeschlagenen Weg zu berechnen. Dann nämlich könnte auf die Übertragung der fortlaufenden Wasserstandsdaten von diesen Orten zur Auswertezentrale verzichtet werden.

In der vorliegenden Arbeit wurden aus praktischen Gründen und in Anlehnung an das Verfahren von ROSSITER Tideanteile jeweils als Summe von Gezeitenwellen signifikanter

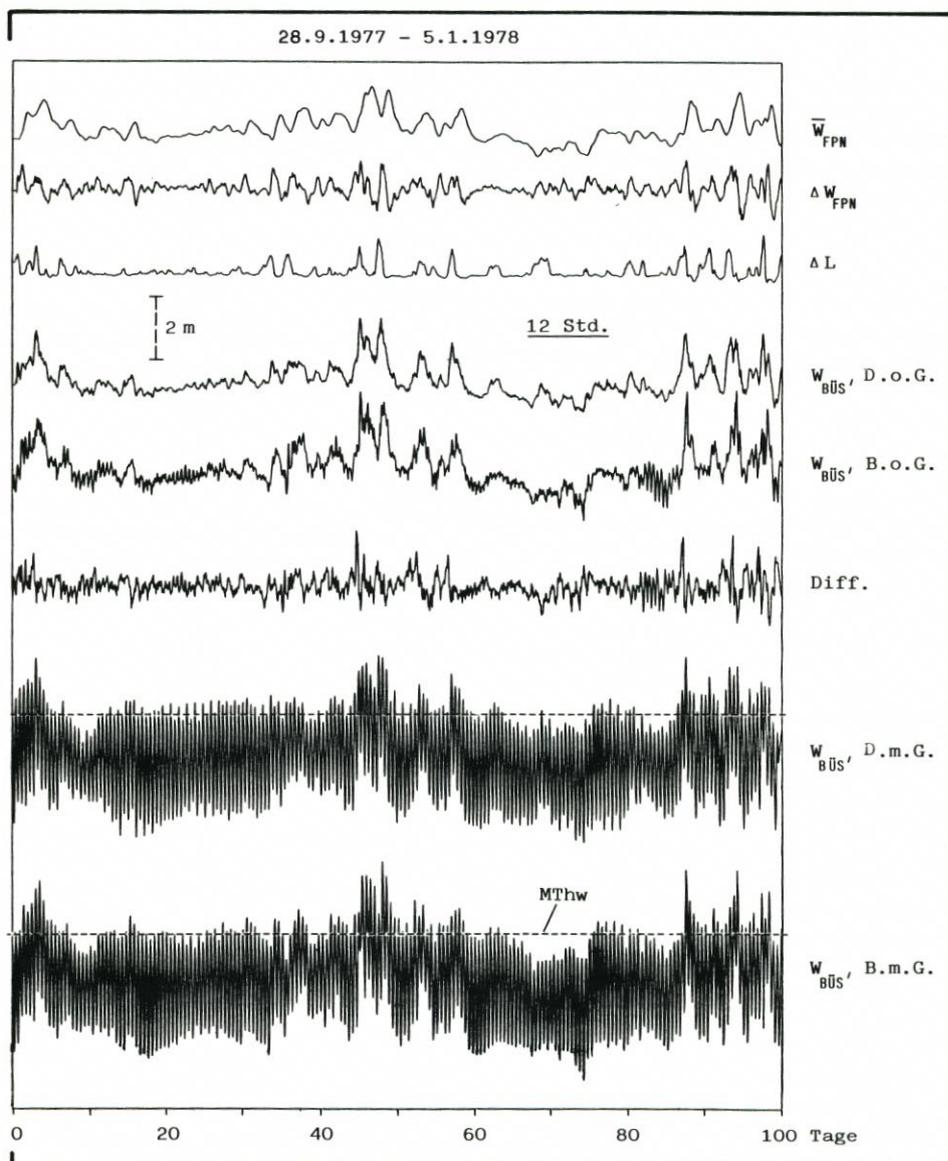


Abb. 12. Wasserstandskurven bei 12stündiger Vorhersagelänge für Büsum; zur Bedeutung der einzelnen Kurven siehe Abb. 11

Amplituden über dem Bestimmungszeitraum 28. 9. 77 – 5. 1. 78 behandelt. Im einzelnen wurden hierzu Amplituden und Phasen von 40 Gezeitenwellen (11 ganz-, 19 halb-, 2 drittel- und je 4 viertel- und sechsteltägige Wellen) aus den Pegelaufzeichnungen bei Borkum, Büsum, Helgoland und der FPN durch FOURIER-Analyse bestimmt. Eine Aufstellung der Amplituden und Frequenzen dieser Gezeitenwellen findet sich bei KÜMPEL (1982). Die Ungenauigkeiten, die man bei dieser Vorgehensweise in Kauf nimmt, liegen für die Gezeitenamplituden im Zentimeterbereich.

In den Abbildungen 11, 12 und 13 ist gezeigt, wie sich die vollständigen Wasserstandskurven bei 6- und 12stündiger Vorhersagelänge für Büsum bzw. bei 9stündiger Vorhersagelänge für Borkum darstellen. Die abgebildeten Zeitreihen sind von oben nach unten:

- der Reststau als über 12 Stunden gemittelter Windstau an der FPN (\bar{W}_{FPN}), 12 Stunden vor dem Vorhersagezeitpunkt t_0 ,
- die aktuelle Windstauentwicklung als 12stündige Differenz des Windstaus an der FPN (ΔW_{FPN}),

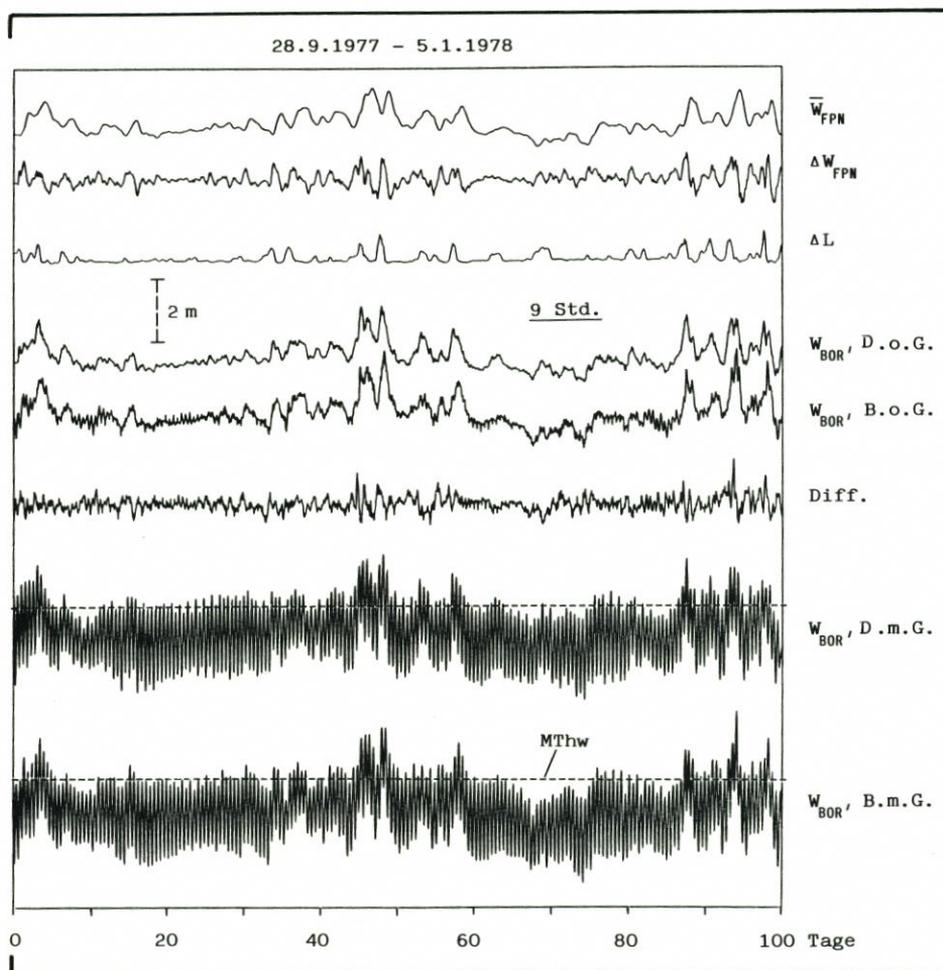


Abb. 13. Wasserstandskurven bei 9stündiger Vorhersagelänge für Borkum; zur Bedeutung der einzelnen Kurven siehe Abb. 11

- die für steigenden und fallenden Luftdruck unterschiedlich gewichtete Luftdruckentwicklung als mehrstündige ($21^h - t_j$) Differenz des örtlichen Luftdrucks in Kiel (ΔL),
- die Summe der drei oberen Zeitreihen, die in den Abbildungen in dem für das jeweilige Modell gültigen Größenverhältnis dargestellt sind, als Darstellung der Wasserstandskurve ohne Gezeiten ($W_{xxx,D.o.G.}$),
- die entsprechende Wasserstandsbeobachtung ohne Gezeiten ($W_{xxx,B.o.G.}$),
- die Differenz der beiden letzten Zeitreihen unter Berücksichtigung der für eine Vorhersage maßgeblichen Zeitverschiebung, ohne Toleranzen für die Eintrittszeit der Vorhersagen,
- die Darstellung der Wasserstandskurve mit Gezeiten ($W_{xxx,D.m.G.}$) als Summe der vierten Zeitreihe von oben und 40 durch FOURIER-Analyse bestimmter Gezeitenwellen,
- die entsprechende Wasserstandsbeobachtung mit Gezeiten ($W_{xxx,B.m.G.}$), d. h. die Originalaufzeichnung des jeweiligen Pegels.

Aus den Abbildungen geht hervor, daß die Reststaukurven \overline{W}_{FPN} glatter sind als die Kurven der Stauentwicklung ΔW_{FPN} , was aufgrund der Konstruktion dieser Parameter zu erwarten ist. Die Kurven der Luftdruckentwicklung ΔL wirken unten nahezu abgeschnitten. Der Grund hierfür ist die um den Faktor 5 geringere Gewichtung positiver Luftdruckdifferenzen gegenüber negativer. Luftdruckabfall erzeugt negative Differenzen, die - da sie mit den negativen Regressionskoeffizienten c_j , c'_j , c''_j multipliziert werden - positiven Windstau hervorrufen. An den Abbildungen 11 und 12 wird deutlich, wie mit wachsender Vorhersagelänge die ΔL -Kurven hochfrequenter werden, weil die Luftdruckdifferenzen über zunehmend kürzere Zeiträume gebildet werden, und wie deren Variation aufgrund größer werdender Bedeutung für die Windstaudarstellung anwächst.

Die aus den drei oberen Zeitreihen dargestellten Windstaukurven erscheinen glatter als die beobachteten. Der Unterschied ist bei Büsum stärker als bei Borkum, weil hier Tidehub und Restschwingungen größer sind. Das Fehlen von Restgezeiten in den auf diese Weise berechneten Windstaukurven wirkt sich für mittelfristige Wasserstandsvorhersagen an der Küste der Deutschen Bucht günstig aus, weil die Windstaukurven nur die überwiegend regionalen Wasserstandsschwankungen enthalten.

Die vollständigen Wasserstandskurven (jeweils zweite von unten) enthalten die bekannten astronomischen Tiden, um die Vorhersagelänge t_j nach links verschoben. Durch Addition eines konstanten Niveauunterschiedes (d_j , d'_j , d''_j aus den Tab. 3, 4, 5) werden die vollständigen Wasserstandskurven mit den originalen Pegelaufzeichnungen vergleichbar. Die Hochwasser aus der dargestellten Wasserstandskurve bei 12stündiger Vorhersagelänge für den Pegel Büsum (Abb. 12) stellen also die simulierten Vorhersagen der um einen halben Tag weiter rechts abgebildeten Hochwasser der originalen Pegelaufzeichnung dar. Entsprechend gelten für Abb. 11 und Abb. 13 6- und 9stündige Verschiebungen, die allerdings aufgrund des engen Zeitmaßstabs nicht zu erkennen sind.

3. Das Modell in der Anwendung

3.1 Darstellung von Hochwasser

Der Vergleich berechneter und eingetretener Hochwasser läßt sich anhand der Abbildungen 11, 12 und 13 schwer vollziehen. Außerdem kann er nicht mit einer Toleranz für Abweichungen in der Eintrittszeit der verglichenen Hochwasser durchgeführt werden. Die Häufigkeiten zeitgerechter und zeitverschobener Hochwasserdarstellungen sind in Tabelle 6 wiedergegeben.

Die meisten Wasserstandsdarstellungen sind zeitgerecht. Abweichungen von mehr als ± 1 Stunde treten selten auf. Bei den negativen Abweichungen um 2 bzw. 3 Stunden (früherer Hochwassereintritt als vorhergesagt) handelt es sich jeweils um Sturmflut-Hochwasser, so um die Sturmfluten vom 24. und 31. 12. 77 bei Büsum, um die vom 24. 12. bei Helgoland und um die vom 13./14. 11. 77 bei Borkum. Die Häufigkeit der Abweichungen scheint indes nicht von der Vorhersagelänge abzuhängen. Bei Borkum besteht eine Tendenz zu früheren Hochwassereintrittszeiten, während bei Büsum und Helgoland Abweichungen um $+1$ und -1 Stunde etwa gleichhäufig vorkommen. Hierauf soll im nächsten Abschnitt noch eingegangen werden. Insgesamt ergibt sich, daß die eingeführten Vorhersagemodelle Hochwasser bis auf wenige Ausnahmen mit einer Unsicherheit in der Eintrittszeit von ± 1 Stunde ankündigen. Akzeptiert man diese Unsicherheit in der Vorhersagezeit, verringern sich die in den Tabellen 3, 4 und 5 angegebenen Standardabweichungen für die Fehlerkurven und ebenso die Darstellungsfehler drastisch (s. u.). Im Vergleich zu normalen Hochwassern treten Sturmflut-Hochwasser häufiger 1 bis 2 Stunden früher ein als berechnet.

In den Abbildungen 14 und 15 sind berechnete und eingetretene Hochwasserhöhen für die Pegel Büsum und Borkum gegenübergestellt. Es sind alle Hochwasser über 6 m PN (=

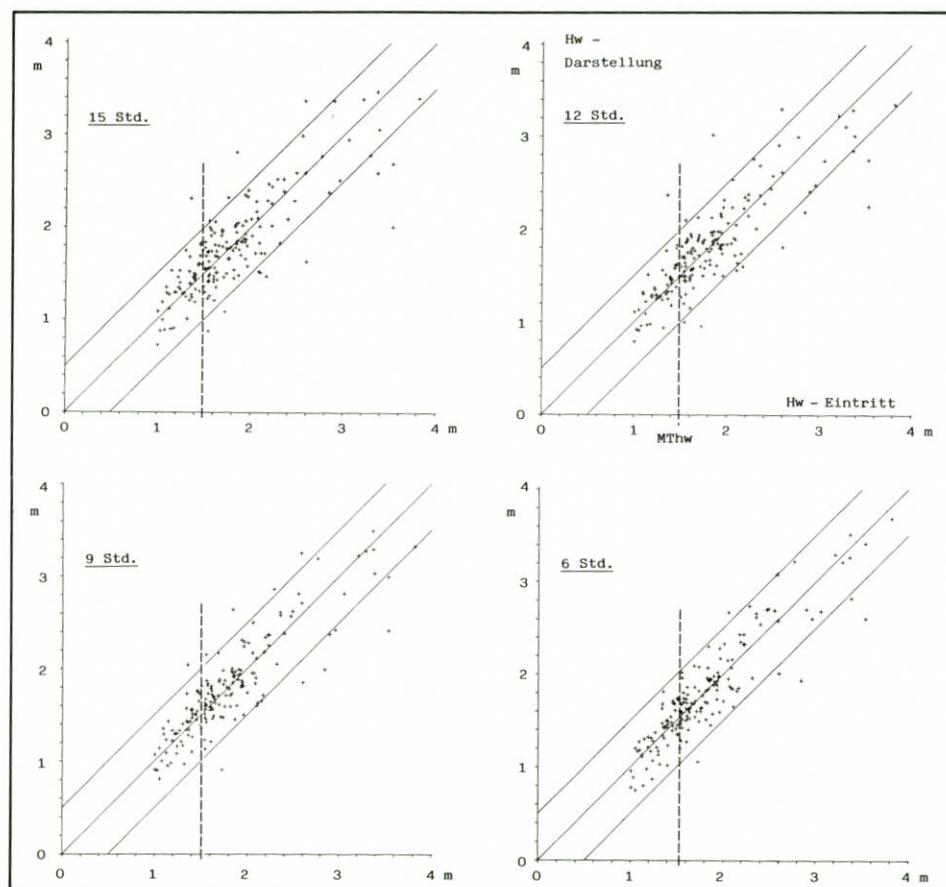


Abb. 14. Vergleich berechneter und eingetretener Höhen von Hochwassern über 1 m NN am Pegel Büsum im Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78 (Angaben bzgl. NN)

1 m NN) berücksichtigt. Die Punkte geben die jeweiligen Hochwasserhöhen zur vollen Stunde an (die echten Scheitelwasserstände können bis zu 10 cm höher sein); Abweichungen in der Eintrittszeit der Hochwasser werden toleriert. Bei vollkommener Vorhersage lägen alle Punkte auf der durch den Ursprung gehenden, mit 45° ansteigenden Geraden.

Man erkennt, daß die Streuung der Punkte mit der Vorhersagelänge abnimmt und daß die Streuung insgesamt bei Büsum stärker ausfällt als bei Borkum. Beim Pegel Büsum fallen von 172 Punkten 15, 13, 13 und 6 Punkte, beim Pegel Borkum von 118 Punkten 9, 5, 4 und ein Punkt bei 15-, 12-, 9- bzw. 6stündigen Vorhersagelängen außerhalb des ± 50 cm breiten Streifens um die mittlere Gerade (entsprechend 4, 4, 4 und 2 Punkte von 69 Punkten beim Pegel Helgoland). Die Punkte, die am weitesten vom vorhergesagten Wert abweichen, gehören zu den Hochwassern vom 18. 11., 24. 12. und 31. 12. 77 mit Eintrittshöhen von 2,60 m und zweimal 3,53 m NN am Pegel Büsum sowie zu dem Hochwasser vom 24. 12. mit einer Eintrittshöhe von 3,17 m NN am Pegel Borkum. Auch wenn die Streuung der Punkte für größere Eintrittshöhen zuzunehmen scheint, werden die meisten Sturmflut-Hochwasser mit einem geringeren Fehler als ± 50 cm dargestellt.

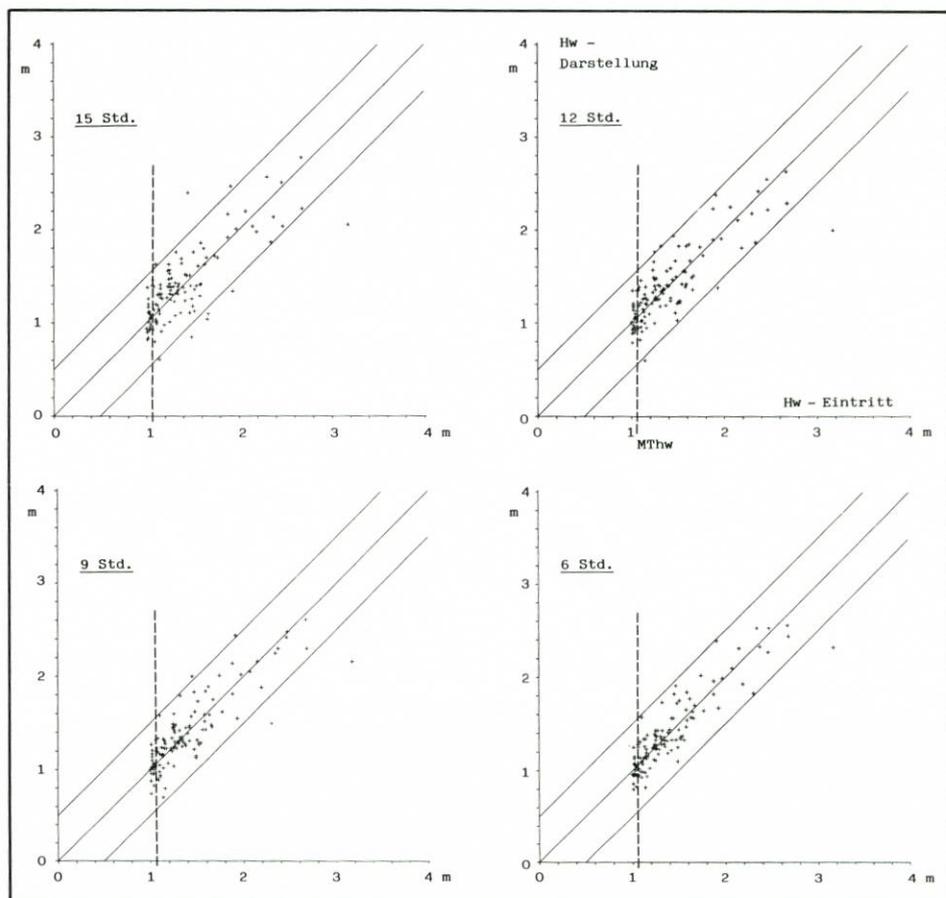


Abb. 15. Vergleich berechneter und eingetretener Höhen von Hochwassern über 1 m NN am Pegel Borkum im Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78 (Angaben bzgl. NN)

Tabelle 6. Häufigkeiten zeitgerechter und zeitverschobener Hochwasserdarstellungen sowie mittlere Darstellungsfehler $\bar{\Delta}$ für verschiedene Vorhersagelängen t_j im Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78 (nur Hochwasser über 6 m PN)

	Δt_j	-3^h	-2^h	-1^h	0^h	$+1^h$	$+2^h$	$+3^h$	$\bar{\Delta}$ [cm]
Büsum	15^h	–	2	28	120	22	–	–	22,9
	12^h	1	1	19	126	25	–	–	20,7
	9^h	–	1	26	124	21	–	–	18,8
	6^h	–	1	30	117	24	–	–	17,5
Borkum	15^h	–	–	32	77	9	–	–	19,8
	12^h	–	–	26	82	10	–	–	17,6
	9^h	–	1	22	84	11	–	–	16,2
	6^h	–	1	29	77	10	1	–	13,9
Helgoland	15^h	–	–	12	48	8	1	–	22,0
	12^h	–	–	9	50	10	–	–	20,3
	9^h	–	–	8	53	8	–	–	18,6
	6^h	–	1	7	53	8	–	–	15,1

Die mittleren Fehler $\bar{\Delta}$ bei der Darstellung von Hochwasserhöhen unter Tolerierung von Abweichungen in der Eintrittszeit sind ebenfalls in Tabelle 6 wiedergegeben. Bei Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Δ und Tidehub lassen sich die Darstellungsfehler für andere Küstenorte aus Abb. 9 entnehmen.

3.2 Darstellung von Niedrigwasser

Ebenso wie für Hochwasser wurden auch für Niedrigwasser berechnete und eingetretene Höhen miteinander verglichen. Für die drei bearbeiteten Pegelaufzeichnungen enthält Tabelle 7 die Abweichungen von den berechneten Niedrigwasser-Eintrittszeiten. Es zeigt sich wieder eine starke Häufung für zeitgerechte Darstellungen. Abweichungen von mehr als ± 1 Stunde

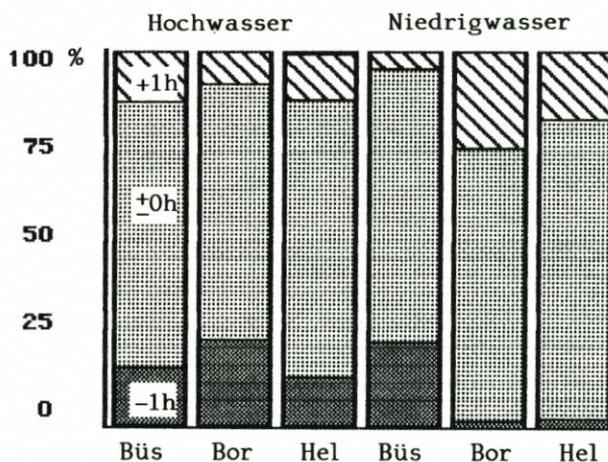


Abb. 16. Prozentuale Häufigkeit von zu früh ($-1h$) und zu spät ($+1h$) dargestellten Hoch- bzw. Niedrigwassern im Vergleich zu zeitgerechten Darstellungen für die Pegelorte Büsum, Borkum und Helgoland ohne Unterscheidung der Vorhersagelänge im Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78

kommen nur bei Büsum, und dort weder in Zusammenhang mit Sturmfluten noch mit extremen Niedrigwassern vor. Wiederum scheint die Häufigkeit von Abweichungen in der Eintrittszeit nicht von der Vorhersagelänge abzuhängen.

Anders als in Tabelle 6 ergibt sich für alle Pegel eine ungleiche Verteilung positiver und negativer Abweichungen (s. Abb. 16). Bei den Hochwasser-Eintrittszeiten fielen nur am Pegel Borkum die häufigeren negativen Abweichungen auf. Der Grund für die Unsymmetrien liegt vermutlich in der unvollkommenen Darstellung des Tideanteils als Summe aus 40 Gezeitenwellen. Folgende Überlegungen legen dies nahe:

Während die Steigauern für die aus den Kalenderjahren 1959/60 bestimmten mittleren Spring- und Nipptidekurven am Pegel Büsum mit $6^{\text{h}06^{\text{min}}}$ und $6^{\text{h}44^{\text{min}}}$ und die entsprechenden Falldauern mit $6^{\text{h}13^{\text{min}}}$ bzw. $5^{\text{h}57^{\text{min}}}$ angegeben werden (LWK-SH, 1980), betragen die mittleren Steig- und Falldauern im Zeitraum 29. 9. 77–5. 1. 78 bei einer Tide, die aus 40 Gezeitenwellen besteht, $6^{\text{h}02^{\text{min}}}$ bzw. $6^{\text{h}23^{\text{min}}}$. Bei der aus Einzelwellen zusammengesetzten Tide fällt die mittlere Steigdauer also kürzer aus als nach der Form der mittleren Spring- und Nipptidekurven zu erwarten ist, die mittlere Falldauer entsprechend länger. Dies führt bei

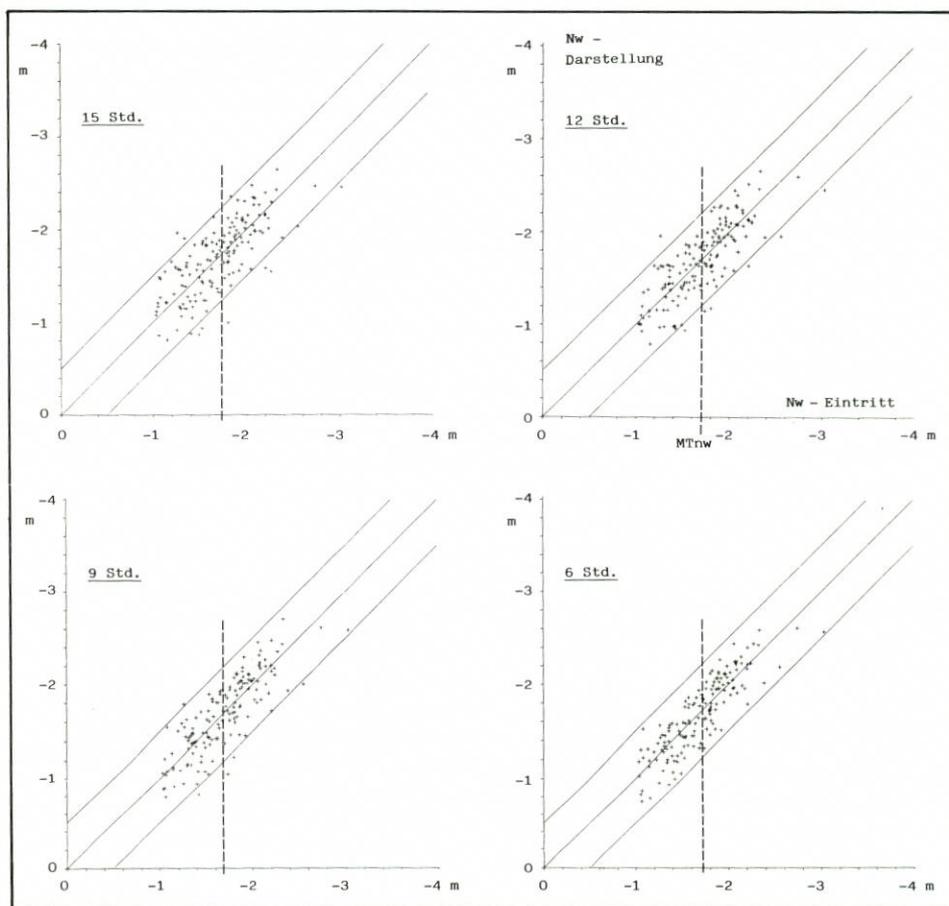


Abb. 17. Vergleich berechneter und eingetretener Höhen von Niedrigwassern unter -1 m NN am Pegel Büsum im Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78 (Angaben bzgl. NN)

zeitgerechter Darstellung der Hochwasser dazu, daß Niedrigwasser im Mittel um einige Minuten zu spät dargestellt werden.

Eine entsprechende Argumentation erklärt, warum Hochwasser am Pegel Borkum eher etwas früher, Niedrigwasser aber eher etwas später eintreten als berechnet. Sollten genauere Untersuchungen ergeben, daß die Unstimmigkeiten tatsächlich auf der Darstellungsart des Tideanteils beruhen (und nicht auf Besonderheiten des Tideverlaufs in dem hier bearbeiteten Zeitraum), so werden die Abweichungen geringer, wenn die wahrscheinlichste Tidekurve nach TOMCZAK (1960) aus den mittleren Spring- und Nipptidekurven und den vorausberechneten Hoch- und Niedrigwasserzeiten und -höhen interpoliert wird.

Aus den Abbildungen 17 und 18 läßt sich für die Pegel Büsum und Helgoland die Güte von Niedrigwasserdarstellungen abschätzen. Es sind wiederum die Eintritszeit gegenübergestellt. Obwohl die MTnw-Marke häufig um bis zu 1,3 m unterschritten wird, sind Darstellungsfehler von mehr als ± 50 cm selten.

Beim Pegel Büsum fallen von 152 Punkten 10, 7, 5 und 0, beim Pegel Helgoland von 143 Punkten 3, 3, 0 und 0 Punkte bei 15-, 12-, 9- bzw. 6stündigen Vorhersagelängen außerhalb des ± 50 cm breiten Bereichs um die mittlere Gerade (von 112 Punkten am Pegel Borkum

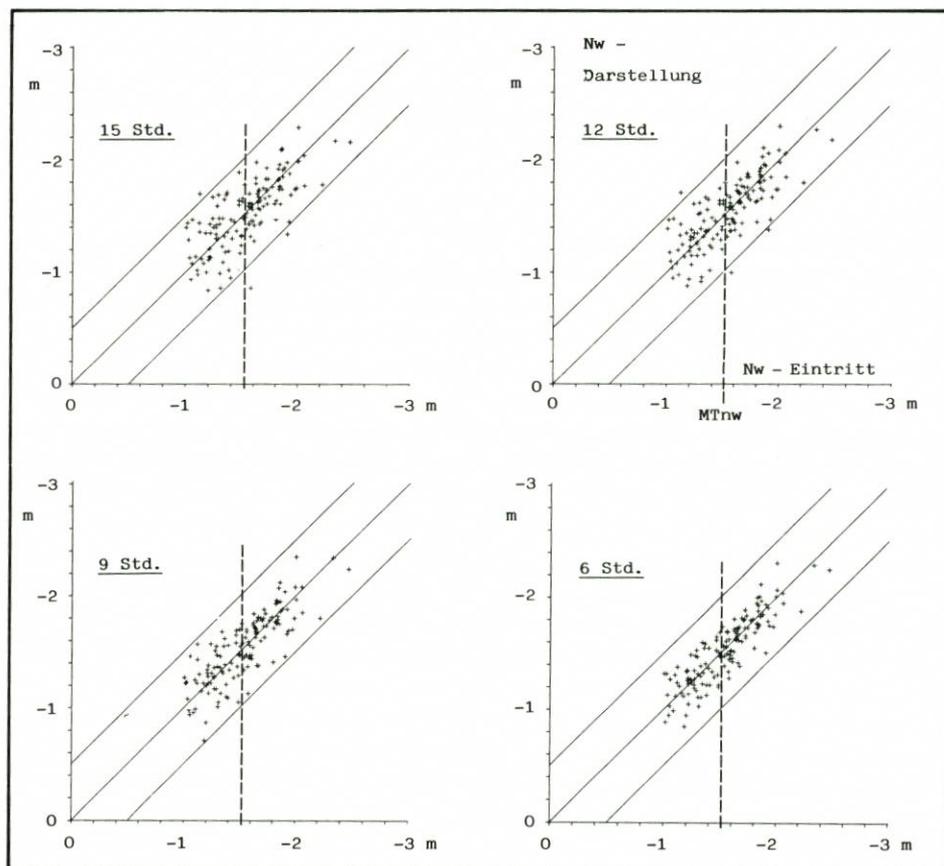


Abb. 18. Vergleich berechneter und eingetretener Höhen von Niedrigwassern unter -1 m HN am Pegel Helgoland im Zeitraum 28. 9. 77-5. 1. 78 (Angaben bzgl. Helgoländer Null, HN, d. i. etwa NN +30 cm)

Tabelle 7. Häufigkeiten zeitgerechter und zeitverschobener Niedrigwasserdarstellungen sowie mittlere Darstellungsfehler $\bar{\Delta}$ für verschiedene Vorhersagelängen t_j im Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78 (nur Niedrigwasser unter 4 m PN)

	Δt_j	-3^h	-2^h	-1^h	0^h	$+1^h$	$+2^h$	$+3^h$	$\bar{\Delta}$ [cm]
Büsum	15^h	–	1	33	110	8	–	–	22,0
	12^h	–	1	31	112	8	–	–	19,8
	9^h	–	–	37	107	8	–	–	18,7
	6^h	–	2	35	109	6	–	–	16,6
Borkum	15^h	–	–	4	81	27	–	–	18,4
	12^h	–	–	2	78	32	–	–	17,3
	9^h	–	–	2	82	28	–	–	15,1
	6^h	–	–	1	83	28	–	–	14,2
Helgoland	15^h	–	–	4	114	25	–	–	18,1
	12^h	–	–	2	119	22	–	–	15,5
	9^h	–	–	3	113	27	–	–	14,3
	6^h	–	–	6	107	30	–	–	12,8

entsprechend 4, 1, 0 und 0 Punkte). Offenbar lassen sich Niedrigwasser durch die eingeführten Vorhersagemodelle nicht minder genau abschätzen als Hochwasser. Die mittleren Abweichungen bei der Darstellung von Niedrigwasserhöhen ohne Berücksichtigung der Eintrittszeit ergeben sich aus Tabelle 7.

3.3 Vergleich mit anderen Vorhersageverfahren

Es ist wünschenswert, die Güte des oben beschriebenen Verfahrens mit der anderer Verfahren zu vergleichen, insbesondere mit der des vom Deutschen Hydrographischen Institut (DHI) verwendeten Verfahrens. Ein strenger Vergleich etwa von Vorhersagefehlern zweier unterschiedlicher Verfahren setzt voraus, daß einerseits den empirischen Konstanten beider Verfahren identische Bestimmungszeiträume zugrundeliegen und andererseits die Vorhersage- bzw. Darstellungsfehler demselben, möglichst umfangreichen Datensatz (in Zeit und Ort) entstammen. Die erste Forderung kann für einen Vergleich des hier vorgestellten Verfahrens mit dem des DHI nicht erfüllt werden. Das Verfahren des DHI ist in seinen Grundzügen seit über 50 Jahren in Gebrauch und in dieser Zeit immer weiter verbessert worden (ANNUTSCH, 1978). Es liegen ihm daher vieljährige Beobachtungen des Wettergeschehens und des Wasserstandsverlaufs in der Deutschen Bucht zugrunde. Die FPN hat ihren Forschungsbetrieb dagegen erst im Jahre 1975 aufgenommen. Alle Wasserstandsregistrierungen von dort sind daher noch recht jung. Dennoch sollen beide Verfahren einander gegenübergestellt werden. Da das DHI mindestens zweimal täglich amtliche Wasserstandsvorhersagen bekannt gibt, ist es leicht, zumindest einen zeitlich übereinstimmenden Datensatz für den Vergleich von Vorhersagefehlern zu finden.

Das DHI-Verfahren stützt sich im wesentlichen auf dreistündliche Vorhersagen von Windstärke und Windrichtung durch den Wetterdienst. Mit diesen Angaben wird aus statistisch erarbeiteten Tabellen ein Wert für den Stau bei Hochwasser bzw. durch Anbringen von zusätzlichen Korrekturfaktoren für den Stau bei beliebiger Tidephase abgelesen. Hinzu kommen Korrekturen für statistische Luftdruckänderungen und vorübergehende Wasser-

standsschwankungen. Die Tide wird aus den mittleren Spring- und Nipptidekurven nach den Vorausberechnungen für Hoch- und Niedrigwasserzeit und -höhe rechnerisch interpoliert.

Der Vergleich der Vorhersagefehler soll an den besonders kritischen Sturmflut-Hochwassern mit Höhen über 8 m PN am Pegel Büsum und den Hochwassern vor und nach diesen Sturmfluten durchgeführt werden. Das DHI ermittelt „voraussichtliche Abweichungen“ der bevorstehenden Tidehochwasser vom MThw, und zwar entweder für die gesamte deutsche Nordseeküste oder differenziert für die ostfriesische und die nordfriesische Küste, die Mündungsgebiete von Weser und Elbe sowie für Emden, Bremen und Hamburg. Nach derzeitiger Praxis werden die Angaben im Anschluß an die Nachrichtensendungen um 9.00 bzw. 22.00 Uhr vom Norddeutschen Rundfunk und von Radio Bremen, gelegentlich auch von anderen Hörfunkanstalten verbreitet; nur bei akuter Sturmflutgefahr erfolgen die Vorhersagen in kürzeren Zeitabständen. Da sich der mittlere Tidezyklus über etwas mehr als einen halben Tag erstreckt, ergeben sich laufend wechselnde Vorhersagelängen für die über den Rundfunk ausgestrahlten Prognosen – und nur diese sollen zu dem Vergleich herangezogen werden. Für die Sturmflut-Hochwasser im Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78 variieren die DHI-Vorhersagelängen zwischen 6 und 9 Stunden (Häufung bei 7 und 8 Stunden). Den Wasserstandswerten für Büsum, berechnet nach dem hier eingeführten Modell, sollen die DHI-Prognosen für die nordfriesische Küste gegenübergestellt werden (bzw. die Prognosen für die deutsche Nordseeküste, falls keine genaueren Angaben gemacht wurden).

In Abb. 19 sind die verglichenen Daten zusammengestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind aufeinanderfolgend eingetretene Hochwasserhöhen (= waagerechte Balken) durch gestrichelte Linien miteinander verbunden. Die Enden der schraffierten Säulen geben die vorhergesagten bzw. berechneten Höhen wieder. Liegen die Enden oberhalb der waagerechten Balken, sind die Prognosen zu hoch, liegen sie unterhalb, so sind sie zu niedrig. Die schraffierten Flächen sind somit ein Maß für die (positiven oder negativen) Fehler des jeweiligen Verfahrens. Für Vorhersagen von mehr als 1 m über MThw gibt das DHI in der Regel einen Bereich für die Eintrittshöhe von 50 cm an, für Vorhersagen darunter von 25 cm. Die jeweils halben (!) Bereiche sind als unschraffierte Enden der Säulen bei den DHI-Vorhersagen im obersten Teil der Abbildung eingetragen.

Im Vergleich der mittleren Fehler $\bar{\Delta}$ erweist sich das hier entwickelte Modell als überlegen. Selbst 15stündige Prognosen treffen im Mittel genauer zu als die 6- bis 9stündigen DHI-Vorhersagen. Für 7- bis 8stündige Vorhersagelängen liefert das neue Verfahren über 40 % kleinere Fehler als das DHI-Verfahren. In Abb. 19 wird ebenfalls sichtbar, daß Prognosen von Sturmflut-Hochwassern oft zu niedrig ausfallen, solche des nachfolgenden Hochwassers dagegen oft zu hoch. Besonders deutlich wird dieses „Nachhinken“ von Vorhersagen, das beiden Verfahren eigen ist, an den steilen Sturmfluten vom 24. und 31. 12.

Welches sind die Gründe für das gute Abschneiden des hier entwickelten Modells? Im Unterschied zum DHI-Verfahren berücksichtigt es direkt die Luftdruckentwicklung statt indirekt über die im wesentlichen aus Luftdruckwerten abgeleiteten Windfeldvorhersagen. Für mittelfristige Wasserstandsprognosen erscheint dies vorteilhafter, weil Windfeldvorhersagen für hohe Windgeschwindigkeiten nur über etwa drei Stunden mit hinreichender Genauigkeit gegeben werden können. Ferner wird in dem hier vorgeschlagenen Verfahren durch die Parameter Reststau und Stauentwicklung den in der Deutschen Bucht befindlichen Wassermassen und ihrer Bewegung stärker Rechnung getragen, und dies weitgehend ungestört durch Restschwingungen und Seichtwassertiden.

Zur Entlastung des DHI-Verfahrens sei angeführt, daß erstens die DHI-Vorhersagen für die gesamte deutsche oder nordfriesische Küste gelten und nicht auf Büsum „zugeschnitten“ sind, und daß sie zweitens Echtzeit-Voraussagen sind, während in Abb. 19 das hier einge-

fürte Modell an Daten aus dem Bestimmungszeitraum selbst gemessen wird. Allerdings haben wir für das vorläufige Vorhersagemodell nach Schritt 1 (s. Abschn. 2.3) nur geringe Genauigkeitseinbußen bei Anwendung auf Sturmflut-Datensätze, die nicht dem Bestimmungszeitraum entstammen, festgestellt.

Grundzüge eines ebenfalls empirischen Sturmflutvorhersage-Verfahrens für die deutsche Nordseeküste haben CHRISTIANSEN und SIEFERT (1979) entwickelt. Die Autoren benutzen zur Vorhersage des Scheitelwasserstandes bei Cuxhaven den am Pegel Borkum bei Hochwasser gemessenen Windstau und die Entwicklung des Windfeldes innerhalb der Deutschen Bucht

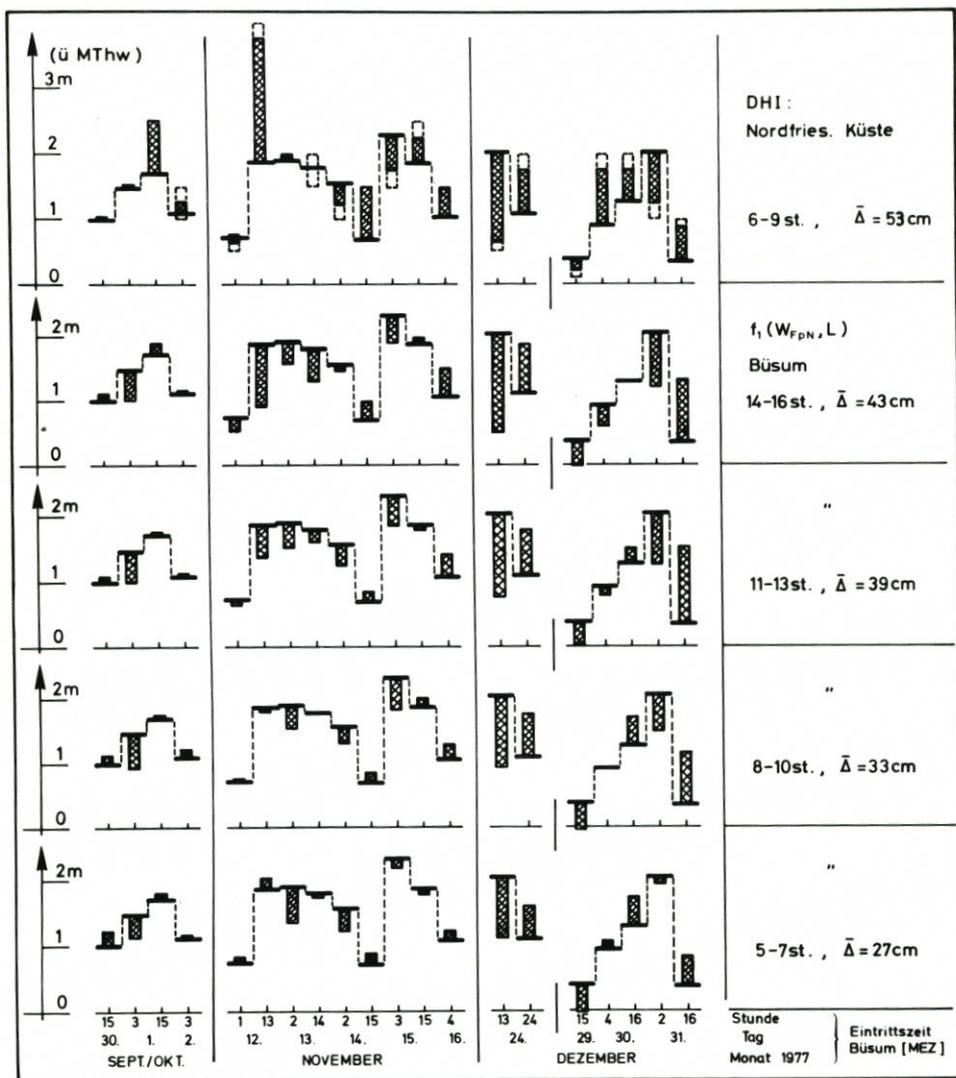


Abb. 19. Vorhersagefehler für „kritische“ Tidehochwasser nach amtlichen DHI-Voraussagen (oben, 6- bis 9stündig) und Darstellungsfehler nach dem Modell $W_{BÜS} = f_1(W_{FPN}, L)$ (darunter, 15-, 12-, 9- und 6stündige Vorhersagelängen); waagerechte Balken = Eintrittshöhe der Hochwasser; schraffierte Säulen = Vorhersage- bzw. Darstellungsfehler; $\bar{\Delta}$ = mittlere Fehler für die zur vollen Stunde verglichenen Hochwasserhöhen

aus Windbeobachtungen auf Scharhörn (s. Abb. 1). Damit lassen sich 3stündige Vorhersagen mit maximalen Fehlern von ± 25 cm erreichen. Ähnlich genaue, aber bis zu 7stündige Vorhersagen können nur für Elbe, Weser und Ems oberhalb deren Mündungsgebiete getroffen werden (SIEFERT, 1979). 5- bis 6stündige Prognosen für die nordfriesische Küste basieren auf zusätzlichen statistischen Angaben über Form und Höhe historischer Windstaukurven. Die Vorhersagefehler für Scheitelwasserstände liegen hier im Mittel bei ± 25 cm mit Ausreißern bis zu 80 cm.

Ein direkter Vergleich mit dem hier vorgestellten Verfahren wurde nicht durchgeführt. Bemerkenswert ist jedoch, daß das Modell $W_{BOR} = f_2(W_{FPN}, L)$ gute mittelfristige Windstaudarstellungen für Borkum liefert, also gerade für den Pegel, den CHRISTIANSEN und SIEFERT als den Ausgangspegel für die Extrapolation des Windstaus in Cuxhaven verwenden. Nach den Erfahrungen aus dieser Arbeit würde man zu präziseren Vorhersagen für Cuxhaven kommen, wenn man den Windstauverlauf an der FPN auf die Küstenorte der Deutschen Bucht extrapolieren würde.

Mit dem Ziel, längerfristige Sturmflutvorhersagen für die offene Küste zu erstellen, werden seit mehreren Jahren umfangreiche hydrodynamisch-numerische Modellrechnungen durchgeführt (z. B. DOLATA u. ENGEL, 1979; HEWER, 1980). Diese Rechnungen erlauben, einzelne Sturmflutabläufe im nachhinein zu analysieren oder wertvolle Kenntnisse über Maximalhöhen von Sturmfluten zu gewinnen. Seit wenigen Jahren werden sie an englischen Küsten zur aktuellen Wasserstandsvorhersage eingesetzt (HEAPS, 1983). Im Vergleich zu den oben beschriebenen Verfahren erfordern hydrodynamisch-numerische Methoden allerdings einen wesentlich größeren Dateninput und rechnerischen Aufwand. Daher sind sie bislang für den praktischen Vorhersagebetrieb nur begrenzt einsetzbar. Es liegt jedoch nahe, den hier gefundenen empirischen Ansatz mittels hydrodynamisch-numerischer Berechnungen auf seinen physikalischen Gehalt hin zu untersuchen und eventuelle Erweiterungen des Modells gezielt zu testen.

3.4 Praxisbezogene Aspekte

Eine Reihe von Vorzügen besitzt das oben entwickelte Vorhersagemodell auch aus praktischen Gesichtspunkten. Lediglich eine einzige Datenleitung, nämlich von der FPN zu einer Auswertezentrale, ist erforderlich. Laufende Meßwerte sind allein der Wasserstand an der FPN und der Luftdruck. Man kann davon ausgehen, daß letzterer ohne Genauigkeitseinbußen statt in Kiel auch an der FPN oder an einem anderen im nördlichen Schleswig-Holstein gelegenen Ort, an dem sich z. B. die Auswertezentrale befinden könnte, gemessen werden kann. Für die Realisierung des neuen Modells bieten sich zwei Möglichkeiten an:

- (a) Der Wasserstand wird in etwa zweiminütiger Folge an der FPN gemessen und digital gewandelt. Die hohe Meßrate ist notwendig, damit aus den digitalen Daten repräsentative stündliche Wasserstandswerte gewonnen werden können. Die zweiminütigen Meßwerte werden als Datenpaket mindestens einmal pro Stunde zur Auswertezentrale (auf dem Festland) gesandt. Dies kann per Telefonleitung, Funk oder Satellitenübertragung erfolgen. Im letzteren Fall würde eine Sendeeinheit auf der FPN die Daten zu einem geostationären Satelliten (z. B. METEOSAT oder einem seiner Nachfolger) übermitteln, von wo sie entweder über die Empfangsstation des „European Space Operation Centre“ (ESOC) im Odenwald oder über eine eigene Empfangsantenne zur Zentrale nach Norddeutschland gelangen könnten (HOUEY u. ZSCHAU, 1982).

Hier könnten aus diesen Daten und aus örtlichen Luftdruckwerten stündlich die Parame-

ter Reststau, Stauentwicklung und Luftdruckentwicklung gebildet werden. Die Parameter werden mit den Regressionskoeffizienten des jeweils zutreffenden Modells multipliziert und summiert. Schließlich werden zu der so erhaltenen Windstauvorhersage die vorausberechneten Tideanteile für jeden Küstenort, für den eine Vorhersage erfolgen soll, und die Konstanten für Unterschiede im Bezugsniveau zur FPN hinzu addiert. Das Zusammen setzen der Daten könnte zweckmäßigerweise ein programmierbarer Kleinrechner vornehmen, kann aber ohne Schwierigkeiten auch von einer eingearbeiteten Person manuell ausgeführt werden.

- (b) Alternativ könnten die Vorhersagen nach dem gleichen Schema auf der FPN selbst erstellt werden, beschriftet mit Luftdruckwerten von der FPN. Die Vorhersagen könnten einmal stündlich über Telefonleitung, Funk oder Satellit zum Festland gesendet werden.

Da beide Möglichkeiten mit ein- und derselben Datenleitung von der FPN zum Festland operieren könnten, ließen sich mit geringem finanziellem Aufwand leicht beide Systeme verwirklichen. Der Vorteil: Man hätte zwei unabhängige Berechnungen der Vorhersagen mit Korrekturmöglichkeiten bei Auswertefehlern.

4. Schlußbemerkungen

Für das hier vorgestellte Verfahren gilt, was auch CHRISTIANSEN und SIEFERT (1979) für das von ihnen entwickelte Sturmflutvorhersage-Verfahren resümieren: „Obgleich das Vorhersageverfahren auf physikalisch sinnvollen und größtenteils bekannten Zusammenhängen beruht, ist es ein empirisches Verfahren. Alle Informationen, die folgende Sturmfluten liefern, müssen daher im Sinne einer ständigen Überprüfung und ggf. Erweiterung des Verfahrens einbezogen werden.“

In der jetzigen Form liegen die Besonderheiten des neuen Verfahrens in der empirischen Verknüpfung dreier Parameter aus nur zwei laufenden Meßreihen, die an einem einzigen Ort – an der FPN – registriert werden können. Die drei Parameter lassen sich physikalisch als Reststau, Windstauentwicklung und zeitliche Luftdruckentwicklung im Bereich der Deutschen Bucht deuten. Die Idee, aus Luftdruckaufzeichnungen Anhaltspunkte über bevorstehende Sturmfluten zu gewinnen, ist nicht neu. THIEL (1964) hat bereits empirische Zusammenhänge zwischen den räumlichen Luftdruckgradienten über der Nordsee und der zu erwartenden Sturmfluthöhe in der Deutschen Bucht beschrieben, ohne allerdings Angaben über die Zuverlässigkeit des Verfahrens zu machen.

Die Vorzüge des von uns vorgeschlagenen Vorhersagemodells bestehen in der Genauigkeit, mit der Hoch- und Niedrigwasserstände für beliebige Küstenorte der Deutschen Bucht bis zu 15 Stunden vor Eintritt dargestellt werden können, sowie in seiner operativen Einfachheit. Die Unsicherheit in der Eintrittszeit der berechneten Wasserstände beträgt ± 1 Stunde. Die mittleren Vorhersagefehler sind für Küstenorte mit geringem Tidehub kleiner als für Orte mit größerem Tidehub. In dem Testzeitraum nehmen die mittleren Fehler für Borkum bei 15- bis 6stündigen Vorhersagelängen von 20 bis 14 cm ab, für Büsum von 23 bis 17 cm. Die verhältnismäßig kurzen Datensätze, an denen das Modell entwickelt wurde (Sturmflutereignisse Jan. 77 – Sept. 81 und Zeitraum 28. 9. 77–5. 1. 78), rechtfertigen sich durch das breite Spektrum von Wasserstandsschwankungen, das sie enthalten.

Einige mögliche Änderungen am Modell, die zu weiteren Verbesserungen führen könnten, wurden bislang nicht geprüft. Diese sind:

- eine für Hoch- und Niedrigwasserhöhen getrennte Modelloptimierung,

- die Verwendung von 5- oder 10minütigen statt 1stündigen Datenpunkten der beteiligten Meßreihen,
- die Bildung der Parameter Reststau und Stauentwicklung über die M_2 -Periode 12^h25^{min} oder über die mittlere Tidelänge statt über genau 12 Stunden,
- die Berücksichtigung von Wechselwirkungen zwischen Windstau und Tide,
- eine Darstellung des Tideanteils aus der Form der mittleren Tidekurven statt als Summe aus 40 Gezeitenwellen,
- die Einbeziehung räumlicher Luftdruckgradienten,
- eine „Rückkopplung“ durch laufenden Vergleich vorhergesagter und eingetretener Wasserstände.

Von diesen Punkten würden lediglich die beiden letzteren durch Hinzunahme neuer Datenleitungen mit operativem Mehraufwand verbunden sein.

D a n k s a g u n g

Wesentliche Teile dieser Arbeit wurden durch Mittel der Bundesländer Schleswig-Holstein, Hamburg, Niedersachsen und Bremen sowie der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert. Die Wasser- und Schifffahrtsämter Kiel, Lübeck, Tönning und Emden, die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Kiel, das Wetteramt Schleswig, die Reedereigemeinschaft Forschungsschifffahrt Bremen, das Deutsche Hydrographische Institut, Hamburg, und der Norddeutsche Rundfunk haben unkompliziert und hilfsbereit Meßdaten und verschiedene andere Unterlagen zur Verfügung gestellt. Die gesamte Datenverarbeitung wurde an der PDP10-Anlage des Rechenzentrums der Universität Kiel durchgeführt, die Regressionsberechnungen mit Hilfe eines Programms des „Foundation Mathematical Centre, Amsterdam“ (VAN GELDEREN, 1980). Vielen Mitarbeitern des Kieler Instituts für Geophysik, insbesondere Frau L. BITTNER, Frau K. HELBIG, Frau J. PETTKE, und Herrn G. LOHR sei für ihre Mithilfe gedankt. Außerdem danken wir den Mitarbeitern des Deutschen Hydrographischen Instituts für einige begriffliche Korrekturen am Manuskript.

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

- AMIN, M.: On analysis and forecasting of surges on the west coast of Great Britain. *Geophys. J.R.astr.Soc.*, 68, 1982.
- ANNUTSCH, R.: Wasserstandsvorhersage und Sturmflutwarnung. *Wetterkarte des Dt. Wetterdienstes*, C7315B, Nr. 27-35, 1978.
- CHRISTIANSEN, H. u. SIEFERT, W.: Grundzüge eines neuen Sturmflutvorhersage-Verfahrens für die deutsche Nordseeküste. *Die Küste*, 34, 1979.
- DOLATA, L. F. u. ENGEL, M.: Sturmflutvorhersagen mit mathematisch-physikalischen Modellen. *Die Küste*, 34, 1979.
- GELDEREN, M. VAN: A user program for multiple linear regression analysis, version 5H(246). Foundation Mathematical Centre, Amsterdam, 1980.
- HEAPS, N. W.: Storm surges, 1967-1982. *Geophys. J.R.astr.Soc.*, 74, 1983.
- HEWER, R.: Untersuchungen zur Entwicklung von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste auf der Basis hydrodynamisch-numerischer Modelle. Diplomarbeit, Institut f. Meereskunde, Universität Hamburg (unveröff.), 1980.
- HOUET, H. u. ZSCHAU, J.: Environmental data relay via satellite Meteosat; an example of the application of geophysical data collection. *Terra cognita*, 2, 1982.
- KÜMPEL, H.-J.: Neigungsmessungen zwischen Hydrologie und Ozeanographie. Dissertation, Universität Kiel, 1982.
- KÜMPEL, H.-J.: The possible use of tiltmeters in forecasting storm surges within the German Bay, North Sea. *Proceed. 9th Int. Symp. Earth Tides*, New York 1981, 1983.
- KÜMPEL, H.-J. u. ZSCHAU, J.: Das Gezeitenvertikalpendel in der Sturmflutvorhersage. *Wasser u. Boden*, 31, 1979a.

- KÜMPEL, H.-J. u. ZSCHAU, J.: Crustal tilt induced by storm surges, Dt. Geod. Kom., B, 231, 1979b.
- KÜMPEL, H.-J., ZSCHAU, J. u. MEISSNER, R.: Projekt Sturmflutvorhersage mit Vertikalpendeln des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen. Abschlußbericht des Inst. f. Geophysik, Universität Kiel, contrib. no. 222, 1979.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KFKI. Die Küste, 34, 1979.
- ROSSITER, J. R.: A method for extracting storm surges from tidal records. Dt. Hydrogr. Z., Jg. 12, 117, 1959.
- SIEFERT, W.: Sturmflutanalyse und -vorhersage über die Windstaukurven. Die Küste, 34, 1979.
- THIEL, G.: Die Sturmflut der Nord- und Ostsee vom 16. und 17. Februar 1962. Dt. Hydrogr. Z., Jg. 17, 4, 1964.
- TOMCZAK, G.: Der Einfluß der Küstengestalt und des vorgelagerten Meeresbodens auf den windbedingten Anstau des Wassers, betrachtet am Beispiel der Westküste Schleswig-Holsteins. Dt. Hydrogr. Z., Jg. 5, 2/3, 1952.
- TOMCZAK, G.: Über die Genauigkeit der Sturmflutvorhersage für die deutsche Nordseeküste. Dt. Hydrogr. Z., Jg. 13, 1, 1960.
- ZSCHAU, J.: Sturmflutvorhersage mit Vertikalpendeln. Christiana Albertina Univ. Kiel, 7, 1977.
- ZSCHAU, J.: Prediction of storm surges from marine loading tilt measured inland from the sea. Proceed. 8th Int. Symp. Earth Tides, Bonn 1977, 787-804, 1979a.
- ZSCHAU, J.: Air pressure induced tilt in porous media. Proceed. 8th Int. Symp. Earth Tides, Bonn 1977, 418-433, 1979b.
- ZSCHAU, J. u. KÜMPEL, H.-J.: Prediction of storm surges using vertical pendulums. Geophys. Astrophys. Fluid Dynamics, 13, 1979.
- ZSCHAU, J., KÜMPEL, H.-J., MEISSNER, R. u. CAROW, U.: Eine neue geophysikalische Methode zur Vorhersage von Sturmfluten. Die Küste, 34, 1979.

Ein dreidimensionales Flachwassermodell mit vertikaler Auflösung im Tidehubbereich: Entwicklung und erste Anwendungen

Von KLAUS DIETRICH PFEIFFER UND JÜRGEN SÜNDERMANN

Zusammenfassung

Die Simulation der komplexen Vertikalstruktur des Strömungs- und Dichtefeldes in der Brackwasserzone von Tideästuaren und eine hinreichend genaue Beschreibung nichtlinearer Flachwasserprozesse in Boden- und Oberflächennähe erfordern räumlich und zeitlich hochauflösende numerische Modelle. Die Vertikalauflösung wurde in bisher gebräuchlichen Flachwasser- und Ästuarmodellen durch die Tidehubhöhe eingeschränkt. Das hier vorgestellte Modell ermöglicht der freien Oberfläche das Durchlaufen eines beliebig feinen und nur nach physikalischen Gesichtspunkten vorgegebenen Rechengitters in Raum und Zeit. Zusätzlich zu einem beweglichen Rand in der Horizontalen, bedingt durch das Trockenfallen und Überfluten von Wattflächen, besitzt das Modell einen beweglichen Rand in der Vertikalen, bedingt durch die Höhenänderung der Wasseroberfläche. Das Modell wurde in Kanälen und Becken mit idealisierter Topographie getestet. Seine Anwendbarkeit auf natürliche Gebiete wurde mit einer Simulation eines Flußabschnittes der Elbe gezeigt.

Summary

Detailed spatial and temporal discretizations are necessary for both the simulation of complex, vertically structured current and density fields in estuarine salinity intrusion regions as well as the associated non-linear shallow water processes at the water surface and near the bottom. In existing models, the vertical discretization has generally been restricted by the tidal range. The model presented here allows the free surface to be within an arbitrarily fine discretization which is governed only by physical considerations in space and time. The model contains not only a variable boundary in the horizontal direction to simulate the flooding and recession of the water line at inter-tidal flats, but also a variable boundary in the vertical direction associated with the changing water surface. The model was tested on idealized channels and basins. Its application to natural water bodies is illustrated for a reach of the Elbe Estuary.

Inhalt

1. Einleitung	149
2. Das dreidimensionale Wattmodell.	151
3. Verifikation und Anwendungen des Modells	153
4. Weiterführende Arbeiten	156
5. Danksagung	156
6. Schriftenverzeichnis	156

1. Einleitung

Im Rahmen eines Kooperationsprogrammes mit dem GKSS-Forschungszentrum Geesthacht wurden am Institut für Meereskunde der Universität Hamburg in den Jahren 1981–85 neuartige Modelle zur Simulation der Dynamik von Tideästuaren unter besonderer Berück-

sichtigung der Brackwasserzone entwickelt. In der Tideelbe konnten mittels hochauflösender dreidimensionaler Modelle (s. z. B. DUWE, HEWER u. BACKHAUS, 1983; DUWE u. SÜNDERMANN, 1986) Wasserstands-, Geschwindigkeits- und Salzgehaltsverteilungen synoptisch mit hoher Genauigkeit berechnet und anhand von Meßdaten verifiziert werden. Im Laufe dieser Arbeiten zeigte sich, daß zur genaueren Simulation kleinskaliger und lokaler Prozesse, wie dem Eintrag von Salzwasser über die Watten der Brackwasserzone, starken vertikalen Stromscherungen und Vertikalgradienten transportierter Stoffe, eine höhere vertikale Auflösung notwendig ist. Diese Prozesse können ausgeprägten Fernwirkungscharakter besitzen und sind bei quantitativen Berechnungen von Transporten und bei der Ausbreitung von im Wasser gelösten oder suspendierten Substanzen nicht vernachlässigbar, insbesondere wenn Modelldaten als Basis für weiterführende Interpretationen und Berechnungen (z. B. bei Schadstoff-, Wärme- und Schwebstoffausbreitung, Wassergüteanalysen, biologischen Folgerungen etc.) dienen. Die Abbildungen 1 und A1 geben einen Eindruck der starken und der über längere Zeiträume persistenten vertikalen Gradienten der Strömungsgeschwindigkeit und des Salzgehalts in der Brackwasserzone der Elbe.

Eine Verbesserung der Modellergebnisse ist zu erwarten, wenn eine Vertikalauflösung im Höhenbereich des Tidehubes möglich ist. Bei bisher gebräuchlichen Flachwassermodellen ist die Auflösung des oberen Teiles der Wassersäule auf die maximal im Gebiet während der Simulation auftretenden Wasserstandsänderungen beschränkt. Die Mächtigkeit der obersten Rechenschicht variiert über eine Tidephase mindestens im Bereich zwischen den maximal auftretenden Hoch- und Niedrigwassern plus einem „Sicherheitsabstand“ zur darunterliegenden Schichtgrenze. Für mittlere Verhältnisse in der Unterelbe schwankt die Dicke der obersten Modellrechenschicht zwischen 0,5 und etwa 4 Metern. Etwa 50 % der Gesamtfläche des Gebietes werden vertikal integriert, d. h. zweidimensional gerechnet. Die Simulation von

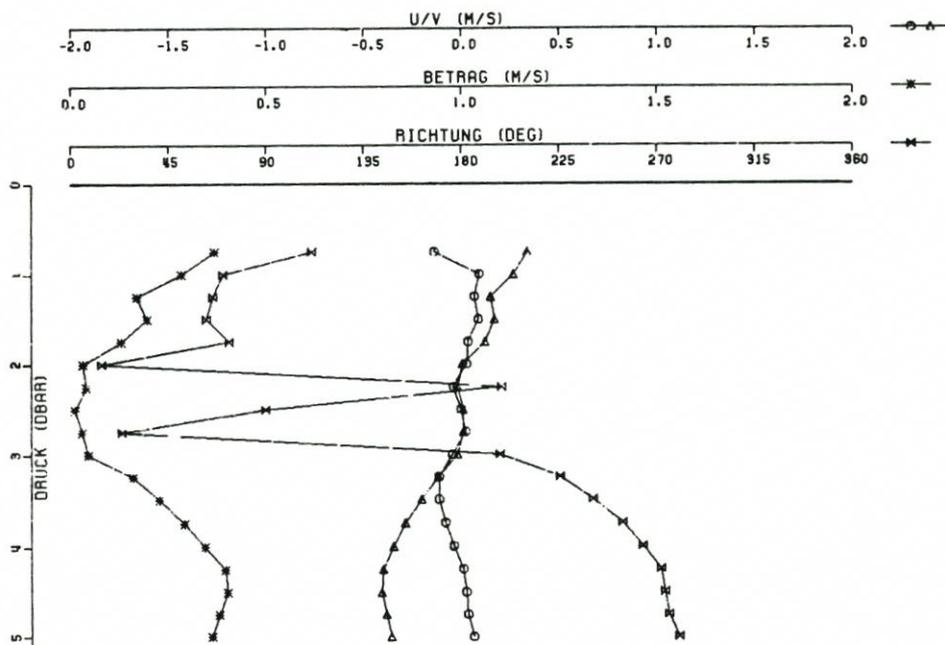


Abb. 1. Vertikalprofile der Nord- und Ostkomponente, des Betrages und der Richtung der Strömungsgeschwindigkeit, gemessen bei ablaufendem Wasser während der Meßkampagne „NEUWEX 2“ (Mai 1984) im westlichen Teil der Neufelder Rinne (Station „LP“)

starken Vertikalgradienten, die auch bei kleinen Wassertiefen auftreten können, ist nicht oder nur eingeschränkt möglich. Boden- und oberflächennahe Prozesse können nur ungenau modelliert werden.

Eine vertikale Auflösung im Tidehubbereich bedeutet, daß die freie Oberfläche in Raum und Zeit ein fest vorgegebenes Gitter vertikal durchlaufen kann und daher die Anzahl der Rechenpunkte in der Wassersäule an einer festen Position zeitlich variabel ist. An Schnittlinien der Wasseroberfläche mit vertikalen Gittergrenzen wurden Modifizierungen und Ergänzungen der Differenzterme vorgenommen, um die Erhaltung von Masse und Impuls zu gewährleisten. Wegen der starken Nichtlinearität der Modellgleichungen waren analytische Untersuchungen der Algorithmen auf Stabilität und Konsistenz nicht möglich, so daß mehrere numerische Experimente in Kanälen und Becken mit idealisierten Tiefenverteilungen und Randbedingungen durchgeführt werden mußten, deren Ergebnisse teils mit analytischen, teils mit numerischen Berechnungen verglichen wurden.

2. Das dreidimensionale Wattmodell

Der Schwerpunkt dieser Arbeit lag in der Entwicklung von Differenzenformulierungen, die es der freien Oberfläche erlauben, durch eine vorgegebene vertikale Diskretisierung zu verlaufen. Wegen der besseren Überschaubarkeit wurden alle Gleichungsterme mit Ausnahme des vertikalen Austauschterms explizit, räumlich zentral und zeitlich vorwärts auf dem in Raum und Zeit geschachtelten Arakawa-C-Gitter diskretisiert. Die explizit formulierten Terme unterliegen dem Stabilitätskriterium von COURANT, FRIEDRICHS und LEWY (CFL).

Durch die uneingeschränkt stabile, semi-implizite Formulierung des vertikalen Austauschterms mußte das explizite Stabilitätskriterium für die Diffusionsgleichung, welches gegebenenfalls bei sehr dünnen Schichtdicken verletzt werden könnte, nicht berücksichtigt werden. Außerdem garantiert die implizite vertikale Kopplung eine Verteilung des in die obere Schicht eingetragenen winderzeugten Impulses und des reibungsbedingten Impulsverlustes in der Bodenschicht in einem Zeitschritt über die gesamte Wassersäule. Mit der expliziten Formulierung wurden auch bei Einhaltung des Stabilitätskriteriums unrealistisch hohe oberflächennahe Geschwindigkeiten berechnet, insbesondere bei sehr geringen Schichtdicken und großen Windgeschwindigkeiten, da der Impuls in einem Zeitschritt nur über eine Gitterzelle hinweg in die Tiefe transportiert werden kann.

Beim Überfluten und Trockenfallen von Rechenschichten treten sehr geringe Schichtdicken auf, und der zeitliche Diskretisierungsfehler bei der Berechnung von Geschwindigkeiten aus Transporten, bedingt durch die zeitliche Schachtelung des Gitters, wird sehr groß, falls die zeitliche Änderung der Schichtdicke von gleicher Größenordnung wie die Schichtdicke selbst ist. Aus diesem Grunde wurden die Modellgleichungen in der Geschwindigkeitsform diskretisiert, da darin Transporte nur in der Kontinuitätsgleichung auftreten und sich der o. a. Diskretisierungsfehler auf die ganze Wassersäule verteilt. Das schichtweise vertikal integrierte, aus den NAVIER-STOKES-Gleichungen abgeleitete Modellgleichungssystem, bestehend aus zwei Transportgleichungen für die Horizontalgeschwindigkeitskomponenten, der Kontinuitätsgleichung und den kinematischen Grenzflächenbedingungen, zur Berechnung der vertikalen Geschwindigkeitskomponente und dem Wasserstand ist in Anhang II dargestellt. In dieser Ausbaustufe des Modells sind barokline Prozesse noch nicht berücksichtigt.

Überfluten und Trockenfallen von Rechenschichten sind im Modell folgendermaßen realisiert: Zu Beginn eines jeden Zeitschrittes wird ein Oberflächenindex S in jedem ζ -Punkt berechnet, der die erste wasserbedeckte Rechenschicht (fortlaufend nummeriert von oben nach

unten) bestimmt. Eine Schicht gilt als überflutet, wenn der Abstand zwischen dem Wasserstand im u- und v-Punkt einer Gitterzelle und der darunterliegenden Schichtgrenze eine vorgegebene Höhe h_{krit} überschreitet, und als trocken gefallen, wenn h_{krit} in einem der beiden Geschwindigkeitspunkte unterschritten wird. Die kritische Schichtdicke muß so gewählt werden, daß sie größer als die maximal in einem Zeitschritt auftretende Wasserstandsänderung ist; formal ausgedrückt muß gelten:

$$h_{krit} > |\zeta_{i,j}^{n+1} - \zeta_{i,j}^n| \quad \forall (i, j, n)$$

Für die hier angeführten Rechnungen ergab sich für h_{krit} 0,02 bis 0,05 Meter. Wird eine Schicht überflutet, werden die Geschwindigkeiten in der neu hinzugekommenen Gitterzelle gleich denen in der darunterliegenden gesetzt.

$$u_{i,j,S}^n = u_{i,j,S+1}^n \quad \text{und} \quad v_{i,j,S}^n = v_{i,j,S+1}^n \quad \text{falls} \quad S_{i,j}^{n+1} < S_{i,j}^n$$

Fällt eine Schicht trocken, wird der in der dünnen Oberschicht vorhandene Impuls in die darunterliegende Schicht durch vertikale Integration eingebracht.

$$\bar{u}_{i,j,S}^n = \bar{u}(S_{i,j}^{n+1} \rightarrow S_{i,j}^n) \quad \text{und} \quad \bar{v}_{i,j,S}^n = \bar{v}(S_{i,j}^{n+1} \rightarrow S_{i,j}^n) \quad \text{falls} \quad S_{i,j}^{n+1} > S_{i,j}^n$$

Die mit „ $\bar{\cdot}$ “ gekennzeichneten Größen bezeichnen das vertikale, diskrete Integral über die in der Klammer angegebenen Schichten.

$$\bar{u}(a \rightarrow b) \equiv \frac{\sum_{k=a}^b u_{i,j,k}^n \cdot h(u)_{i,j,k}^n}{\sum_{k=a}^b h(u)_{i,j,k}^n}$$

$$\bar{v}(a \rightarrow b) \equiv \frac{\sum_{k=a}^b v_{i,j,k}^n \cdot h(v)_{i,j,k}^n}{\sum_{k=a}^b h(v)_{i,j,k}^n}$$

Horizontale Differenzen an Gitterpunkten, an denen die freie Oberfläche eine Schichtgrenze schneidet (s. Abb. 2), werden je nach Lage der Oberfläche entweder vertikal über die in Frage kommenden Schichten integriert, falls in der benachbarten Zelle mehr Schichten überflutet sind, oder zur benachbarten tieferliegenden Schicht hin berechnet, falls in der benachbarten Zelle weniger Schichten wasserbedeckt sind. Transporte werden, dem Wasserstand entsprechend, in den betreffenden Gitterzellen entweder aufgeteilt oder zusammenge-

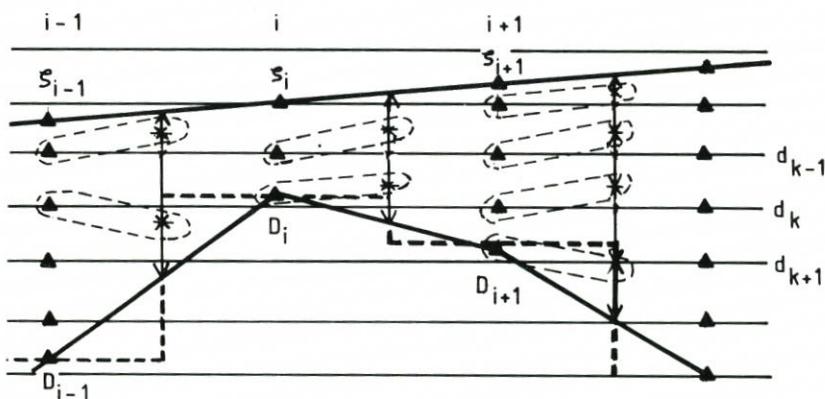


Abb. 2. Schematischer Schnitt in der x-z-Ebene durch das verwendete Modellgitter. Eingezeichnet sind die Positionen der u-, w- und ξ -Tiefen; Punkte gleicher Indizierung sind gestrichelt umrandet, Transporttiefen mit Doppelpfeil gekennzeichnet. Im mit „i+1“ indizierten Punkt ist die kritische Schichtdicke überschritten und die nächsthöhere Schicht überflutet

faßt. Eine schematische Darstellung zeigt Abb. A3. Beim Vorkommen von Wattflächen sind Erweiterungen des o. a. Verfahrens notwendig, da sowohl der Wasserstand als auch die Topographie die Schichtgrenzen schneiden können und ggf. nur noch ein Geschwindigkeitspunkt wasserbedeckt ist, während der andere bereits trockengefallen ist (Näheres s. PFEIFFER, 1985).

3. Verifikation und Anwendungen des Modells

Zur Erprobung der o. a. Formalismen wurde das Modell zunächst in einem in der x-z-Ebene liegenden Kanal angewendet. Mittels linearer Rechnungen (konvektive Terme vernachlässigt, linearer Bodenreibungsansatz oder no-slip-Bedingung am Boden) wurde bei konstanter Tiefe und beidseitig geschlossenen Rändern die winderzeugte Zirkulation untersucht. Die Dämpfungskonstante und die reibungsbedingte Verlängerung der Periode der während der Einschwingungsphase auftretenden Eigenschwingungen stimmten im Rahmen der Auflösung in der Zeit mit den theoretisch berechneten Werten (s. z. B. KRAUSS, 1973) überein. Die nach Abklingen der Schwingungen errechnete stationäre Zirkulation wurde mit theoretischen Werten (nach HANSEN, 1950) verglichen. Die Geschwindigkeitsabweichungen, auch in der stellenweise nur wenige Zentimeter dicken obersten Modellschicht, lagen unter 2%. Weitere Rechnungen im halboffenen Kanal mit verschiedenen Topographien ergaben Übereinstimmung mit Beobachtungen, Erfahrungen und Theorie (s. Abb. A4). In Abb. 3 ist die mit

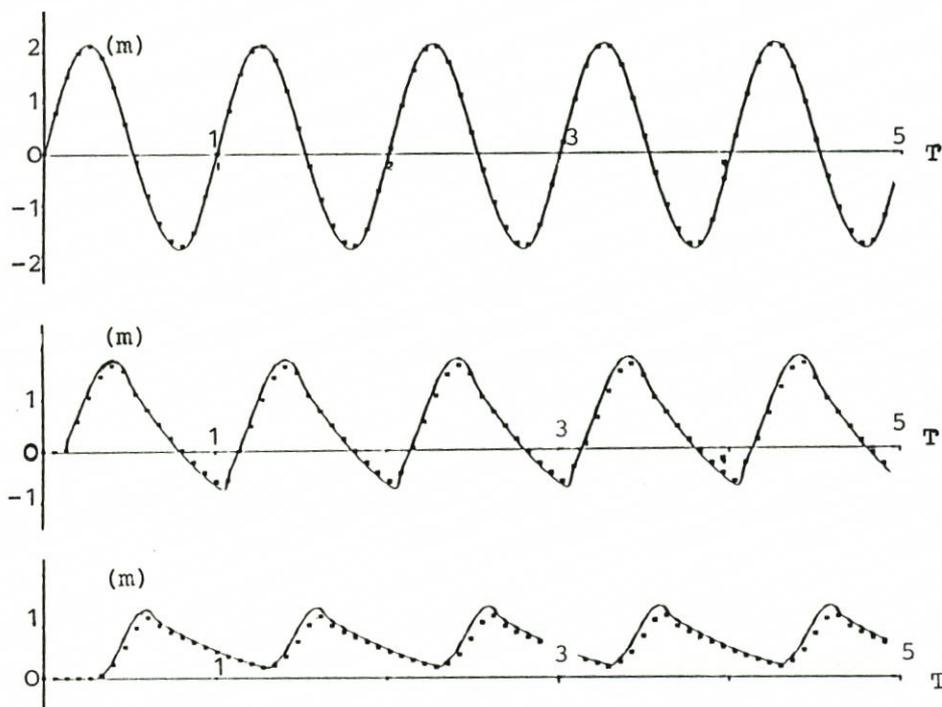


Abb. 3. Zeitlicher Verlauf des Wasserstandes in einem Modellkanal mit linear vom offenen Rand her abnehmender Wassertiefe in 10, 50 und 80 Kilometer Entfernung vom offenen Rand. Zum Vergleich ist gepunktet der mit einem vertikal integrierten Modell berechnete Wasserstand eingezeichnet. (Zeitangaben in Perioden der Anregung an der Kanalöffnung)

wachsender Entfernung vom offenen Rand und abnehmender Wassertiefe zunehmende Deformation der Tidekurve hin zu einem sägezahnähnlichen Profil gezeigt. Durch die unterschiedliche Approximation der Bodenreibung bedingt, zeigen sich mit geringer werdender Wassertiefe zunehmende Abweichungen von vertikal integriert berechneten Wasserständen.

Modellrechnungen in Becken mit idealisierter Topographie und Anregung ergaben ebenfalls plausible Ergebnisse. In Abb. A5 ist das Überfluten und Trockenfallen von Rechenschichten im zeitlichen und räumlichen Verlauf dargestellt. Besonders hinzuweisen ist auf den stetigen Verlauf an den räumlichen und zeitlichen Übergangsstellen von einer Rechenebene zur nächsten. Abb. A6 zeigt die Transporte bei Hoch- und Niedrigwasser in einem Becken mit idealisiertem kreisförmigen Watt, angeregt mit einer Gezeitenamplitude von 2,2 Metern am offenen linken Rand, und illustriert die Fähigkeit des Modells zur Vertikalauflösung im Tidehubbereich. Die Modellrechnungen in Kanälen und Becken wurden mit einem Ortschritt von 1000 Metern in der Horizontalen und einem Meter in der Vertikalen bei einem Zeitschritt von 60 Sekunden durchgeführt. Während einer Tideperiode fielen mindestens fünf Rechenschichten trocken und wurden wieder überflutet.

Die Anwendung des Modells auf ein natürliches Flachwassergebiet wurde mit der Modellierung eines Abschnittes des Elbeästuars (Abb. 4) im Bereich der Ostemündung und des Neufelder Sandes gezeigt. Das Modell wurde am westlichen und östlichen Rand sowie in der Oste mit Randwerten aus einer barotropen Rechnung mit dem Unterelbmodell (DUWE, 1981-85) mit einem mittleren Tidehub von 1,5 Metern getrieben. Die vertikale Auflösung betrug bei 20 Modellschichten einen Meter für die oberen 12 Meter der Wassersäule, 1,5 Meter bis zu 17,5 Meter Wassertiefe und 2,5 Meter darunter. Die horizontale Maschenweite betrug wie im Unterelbmodell 250 Meter, der Zeitschritt gemäß dem CFL-Kriterium 10 Sekunden.

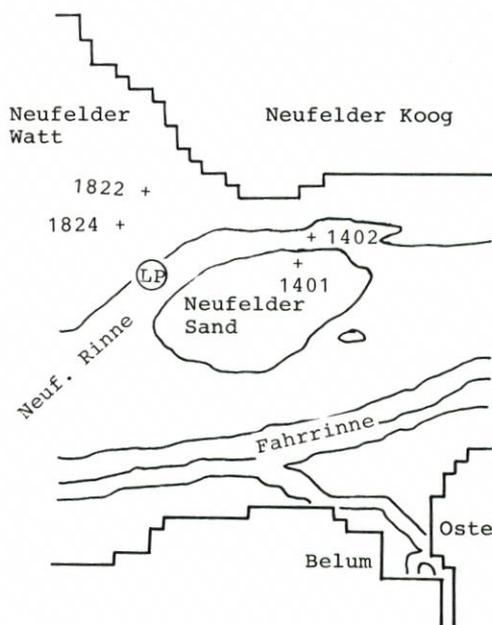


Abb. 4. Modellgebiet Neufelder Watt: Eingezeichnet sind die 2- und 10-Meter-Tiefenlinien und die Positionen und Bezeichnungen der in den Abb. 1, 5 und A1 gezeigten Messungen. Alle Tiefenangaben beziehen sich auf NN

Die Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse wurden vom Modell qualitativ sehr gut simuliert und stimmten generell mit Erfahrungen aus diesem Gebiet überein. Eine exakte Verifikation anhand von Meßdaten ist wegen der starken, kleinskaligen Variabilität und der hohen Sensitivität der Dynamik der Unterelbe bezüglich Änderungen der Randbedingungen Wind, Tidephase und Oberwasserzufluß derzeit noch nicht möglich. Außerdem ist in diesem Gebiet die zeitliche Änderung der Topographie, die das kleinräumige Bewegungsfeld maßgeblich bestimmt, sehr hoch und die aktuelle Tiefenverteilung zu Zeiten, an denen Meßreihen zur Verfügung stehen, in der Regel nicht erfaßt. Weiterhin wurden barokline Prozesse vernachlässigt, die in der Brackwasserzone zeitweise von gleicher Bedeutung und Größenordnung sind wie die barotropen.

Dennoch sollte eine qualitative Verifikation an Hand von Strömungsmessungen auf den Watten möglich sein, sofern die gemessene und vom Modell errechnete Überflutungsdauer in den Meßpositionen und den nahegelegenen Gitterpunkten in etwa gleich und die Tidephase mit den Randwerten kompatibel ist. Aus dem zur Verfügung stehenden Datenmaterial (WSA Cuxhaven, 1975–1984) kamen sechs gemessene Tideperioden an verschiedenen Positionen zu zwei verschiedenen Zeiträumen für Vergleiche in Frage. Der Vergleich von Simulation und Messung zeigt grundsätzliche Übereinstimmung zwischen den Zeitreihen der Strömungsgeschwindigkeit. Der komplizierte und nonharmonische Verlauf der Strömungsgeschwindigkeit auf den Wattflächen wurde vom Modell naturähnlich simuliert. Die Charakteristika von Wattstrommessungen mit einem starken Anstieg der Geschwindigkeit unmittelbar nach dem

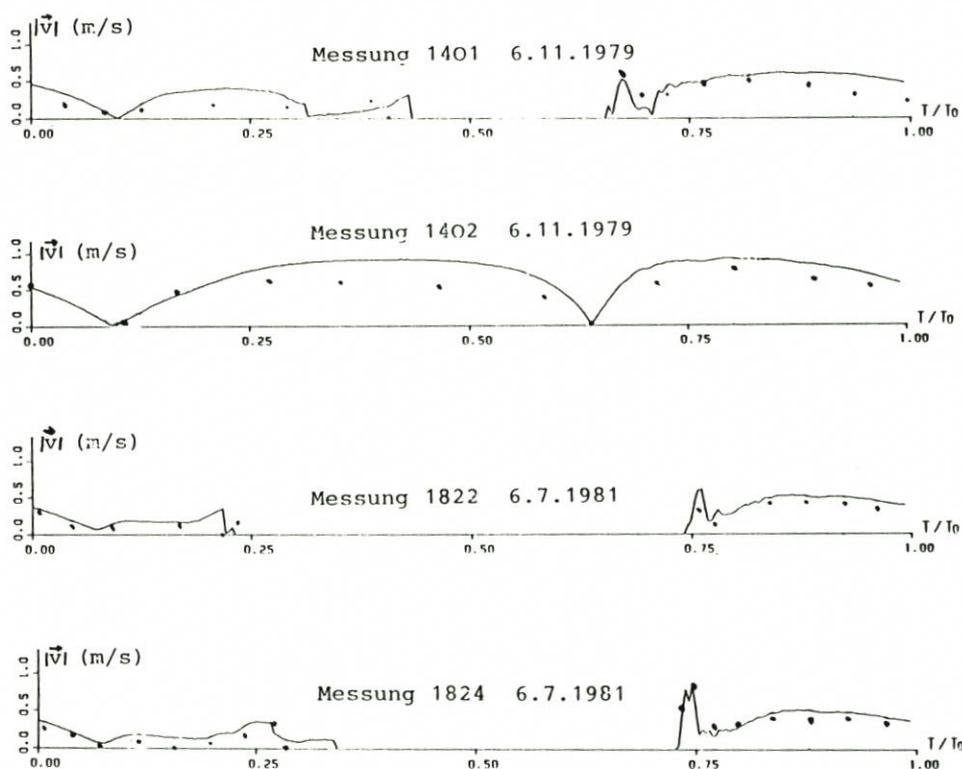


Abb. 5. Vergleich von gemessenen (WSA Cuxhaven, 1975–1984) und berechneten Beträgen der Strömungsgeschwindigkeit an vier Positionen im Modellgebiet Neufelder Watt

Überfluten, einem mehr oder weniger starken Abfall etwa eine Stunde später, den geringeren Ebbgeschwindigkeiten und dem Anstieg der Geschwindigkeit unmittelbar vor dem Trockenfallen konnte hinreichend genau reproduziert werden (s. Abb. 5). Die Absolutwerte der Geschwindigkeit konnten zeitweise nicht in der gewünschten Genauigkeit modelliert werden, da sie stark von kleinskaligen Prozessen, die vom Modell nicht aufgelöst wurden, abhängen.

Eine weitere Verifikation unter Verwendung der 1984 vom GKSS-Forschungszentrum Geesthacht durchgeführten NEUWEX-Messungen und einer aktualisierten Tiefenverteilung mit einem im Bereich des Neufelder Watts und des Neufelder Sandes höherauflösenden baroklinen Modell ist geplant.

4. Weiterführende Arbeiten

Das bisher entwickelte und angewendete Modell erlaubt eine beliebige, nur nach physikalischen Aspekten gewählte Vertikalauflösung und eignet sich besonders zur Modellierung von Problemstellungen, bei denen die vertikale Variabilität der zu simulierenden Größen im Variationsbereich des Wasserstandes von Bedeutung ist. Eine Anpassung des Trockenfall- und Überflutungsalgorithmus für Rechenebenen auf beliebige Differenzenformulierungen und weitere Gleichungsterme ist möglich.

Eine Verifikation anhand der NEUWEX-Meßdaten mit einer höherauflösenden baroklinen Modellversion ist notwendig und in Vorbereitung. Zuvor soll eine Anpassung des Modells an das semi-implizite Verfahren (DUWE, HEWER u. BACKHAUS, 1983) erfolgen, um von der starken Einschränkung bezüglich der Wahl des Zeitschrittes durch das CFL-Stabilitätskriterium unabhängig zu werden.

5. Danksagung

Die Autoren danken dem GKSS-Forschungszentrum Geesthacht GmbH für logistische Unterstützung bei der Durchführung dieser Arbeit und Herrn K. DUWE, Institut für Meereskunde der Universität Hamburg, für wertvolle Anregungen und die Zurverfügungstellung von Randwerten aus seinem Unterelbmodell.

6. Schriftenverzeichnis

- BENDYKOWSKA, G. u. MASSEL, S.: Harmonic generation of waves due to submerged obstacles. Institut Budownictwa Wodnego - Gdansk, Rozprawy Hydrotechniczne 46, 1984.
- DUWE, K. C.: Jahres- und Abschlußberichte zu den Hochschulprojekten „Brackwasserzone eines Tideflusses (1981-1982/83)“ und „Dreidimensionale Transportmodelle eines Tideflusses mit hochauflösenden Ausschnittsmodellen (1983-1984)“. Unveröffentlichte GKSS-Berichte, 1981-1985.
- DUWE, K. C., HEWER, R. R. u. BACKHAUS, J. O.: Results of a semi-implicit two step method for the simulation of markedly nonlinear flows in coastal seas. Continental Shelf Research Vol. 2, No. 4, 1983.
- DUWE, K. C. u. SÜNDERMANN, J.: Currents and Salinity Transport in the Lower Elbe Estuary: Some Experiences from Observations and Numerical Simulations. Inlecture notes Coast. and Estuar. studies. Proc. of the Int. Symp. "Physics of Shallow Estuaries and Bays", Miami, Aug. 1984, Editor: J. van de Kreeke, Springer Verlag, New York, 1986.
- HANSEN, W.: Triftstrom und Windstau. Dt. hydr. Z., Bd. 3, H. 5/6, 1950.

KRAUSS, W.: Methods and Results of Theoretical Oceanography Volume I, Dynamics of the homogeneous and quasihomogeneous Ocean. Verlag Gebr. Bornträger, Berlin-Stuttgart, 1973.

PFEIFFER, K. D.: Ein dreidimensionales Wattmodell. GKSS-Bericht Nr. 85, Geesthacht, 1985.

SÜNDERMANN, J.: Die hydrodynamisch-numerische Berechnung der Vertikalstruktur von Bewegungsvorgängen in Kanälen und Becken. Mitt. des Instituts für Meereskunde Nr. 19, 1971.

WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT CUXHAVEN: Strömungsmessungen im Gebiet der Unterelbe (1975-1984).

Anhang I: Modellgleichungen

Dem dreidimensionalen Wattmodell liegen die schichtweise vertikal integrierten barotropen Flachwassergleichungen in Geschwindigkeitsform für den Horizontalimpuls, die Kontinuitätsgleichung und die dynamischen Grenzflächenbedingungen an der Oberfläche und am Boden zugrunde. Windbedingter Impulseintrag und Dissipation am Boden sind mittels NEWTON-TAYLORSchen Schubspannungsansätzen approximiert. Randraibung wird mit einer semi-slip Bedingung im horizontalen Austauschterm modelliert. Normal zu geschlossenen Rändern erfolgt kein Durchfluß, normal zu offenen Rändern sind die Wassertiefen gleichgesetzt. Der zeitliche Verlauf des Wasserstandes wird dort vorgegeben.

Damit ergibt sich das Gleichungssystem für jede Schicht mit Index k mit den Bewegungsgleichungen für die horizontalen Geschwindigkeiten

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - A_b \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - \left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial u}{\partial z} \right]_{d_k}^{d_{k-1}} = 0$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} - A_b \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - \left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial v}{\partial z} \right]_{d_k}^{d_{k-1}} = 0$$

der Kontinuitätsgleichung nach Einsetzen der kinematischen Grenzflächenbedingungen

$$w_{k-1} = - \frac{\partial(uh)}{\partial x} - \frac{\partial(vh)}{\partial y} + \begin{cases} - \frac{\partial \zeta}{\partial t} + w_{k-1} & \text{für } k = S \\ w & \text{für } S \leq k < B \\ 0 & \text{für } k = B \end{cases}$$

den Schubspannungsansätzen
an der Oberfläche

$$\left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial u}{\partial z} \right]_{d_i}^{d_{i-1}} \equiv \tau_S^{(x)} = c_d W_x |\vec{W}| / b_s^*$$

$$\left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial v}{\partial z} \right]_{d_i}^{d_{i-1}} \equiv \tau_S^{(y)} = c_d W_y |\vec{W}| / b_s^*$$

und am Boden

$$\left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial u}{\partial z} \right]_{d_{B+1}}^{d_B} \equiv \tau_B^{(x)} = r u |\vec{v}_b| / h_B^*$$

$$\left[\frac{A_v}{h} \frac{\partial v}{\partial z} \right]_{d_{B+1}}^{d_B} \equiv \tau_B^{(y)} = r v |\vec{v}_b| / h_B^*$$

und den Randbedingungen

an geschlossenen Rändern $\vec{v} \cdot \vec{n} = 0$

an offenen Rändern $\zeta(x, y, t) = \zeta_{ext}(x, y, t)$

$$\frac{\partial b}{\partial n} = 0$$

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial n} = \vec{0}$$

Dabei wurden die folgenden Abkürzungen benutzt:

A_b	horizontaler Austauschkoeffizient [$m^2 s^{-1}$]
A_v	vertikaler Austauschkoeffizient [$m^2 s^{-1}$]
B	Index der Bodenschicht
c_D	Windschubkoeffizient ($c_D = 3,2 \cdot 10^{-6}$)
d	Tiefe von Schichtgrenzen [m]
D	ungestörte Wassertiefe [m]
f	Coriolisparameter [s^{-1}]
g	Schwerebeschleunigung ($g = 9,81 m s^{-2}$)
h	Schichtdicke [m]
$h(u), h(v)$	Schichtdicke im u- bzw. v-Punkt [m]
h^*	modifizierte Schichtdicke auf Wattflächen ($h^* = h + 0,1 m$ falls $h < 0,1 m$ und $k = B$)
H	totale Wassertiefe ($H = D + \zeta$) [m]
i, j, k	Index in x-, y- und z-Richtung
n	Index in t-Richtung; Normalenrichtung in Differentialen
\vec{n}	Normalenvektor
r	Bodenreibungskoeffizient ($r = 2,5 \cdot 10^{-3}$)
S	Index der Oberflächenschicht
t	Zeit [s]
u, v, w	Geschwindigkeit in x-, y- und z-Richtung in der Schicht k [ms^{-1}]
\vec{v}	dreidimensionaler Geschwindigkeitsvektor [ms^{-1}]
\vec{W}	Vektor der Windgeschwindigkeit [ms^{-1}]
W_x, W_y	Windgeschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung [ms^{-1}]
x	Koordinaten in West-Ost-Richtung [m]
y	Koordinaten in Süd-Nord-Richtung [m]
z	Koordinaten in vertikaler Richtung (positiv nach oben) [m]
$\tau^{(x)}, \tau^{(y)}$	Schubspannung in x- bzw. y-Richtung [$m^2 s^{-2}$]
ζ	Wasserstand [m]
ζ_{ext}	als Randwerte vorgegebene Wasserstände [m]

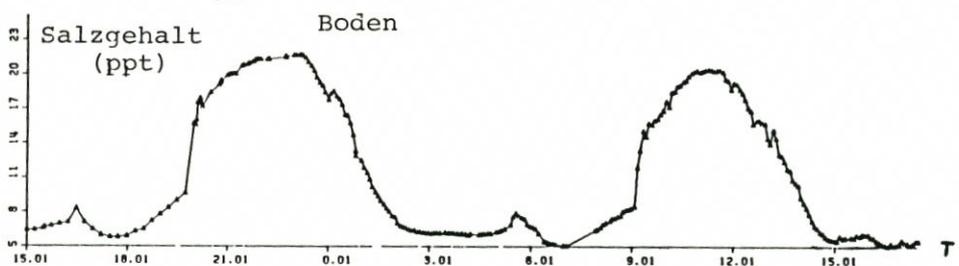
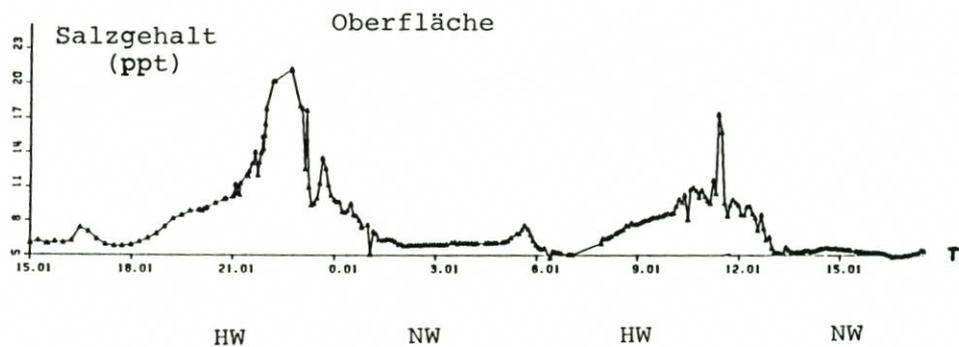
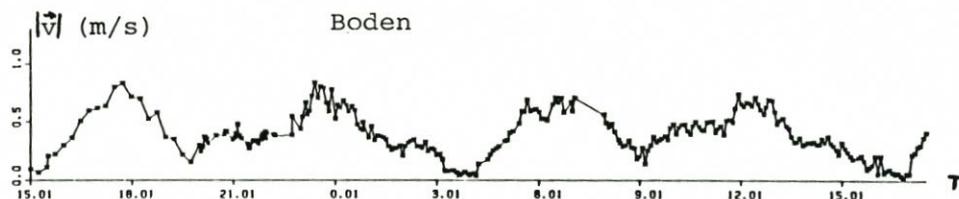
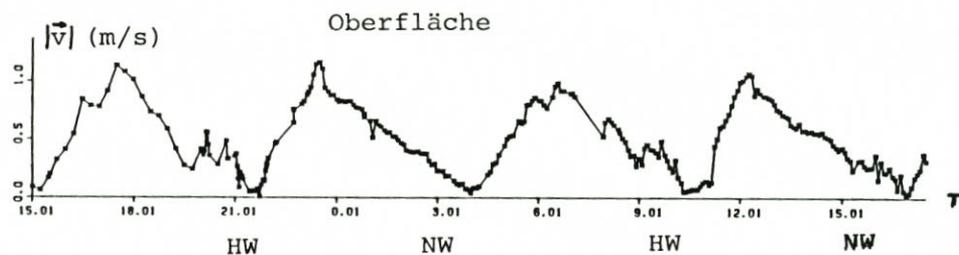


Abb. A1. Zeitlicher Verlauf des Betrages der Strömungsgeschwindigkeit (oben) und des Salzgehaltes (unten) in Boden- und Oberflächennähe, gemessen während der Meßkampagne „NEUWEX 2“ (Mai 1984) in der westlichen Neufelder Rinne (Station LP)

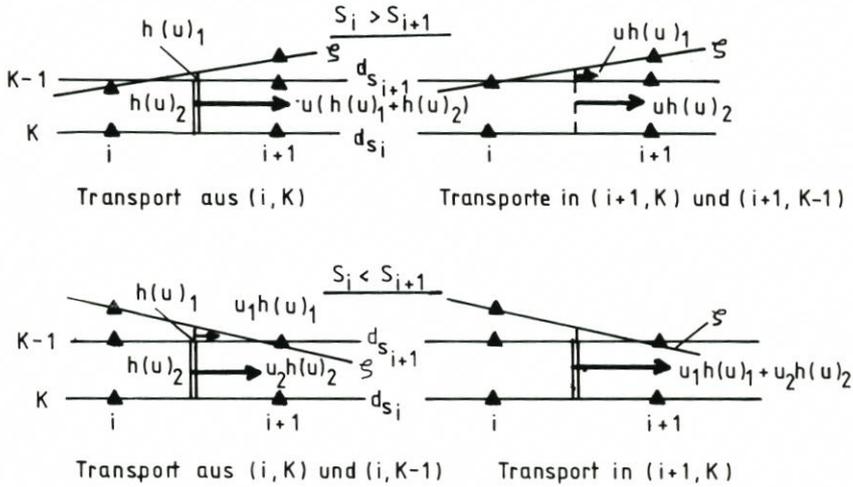


Abb. A2. Schematische Darstellung der Behandlung der Transporte in der Kontinuitätsgleichung an Gitterpunkten, an denen die freie Oberfläche die Diskretisierung in der Vertikalen schneidet

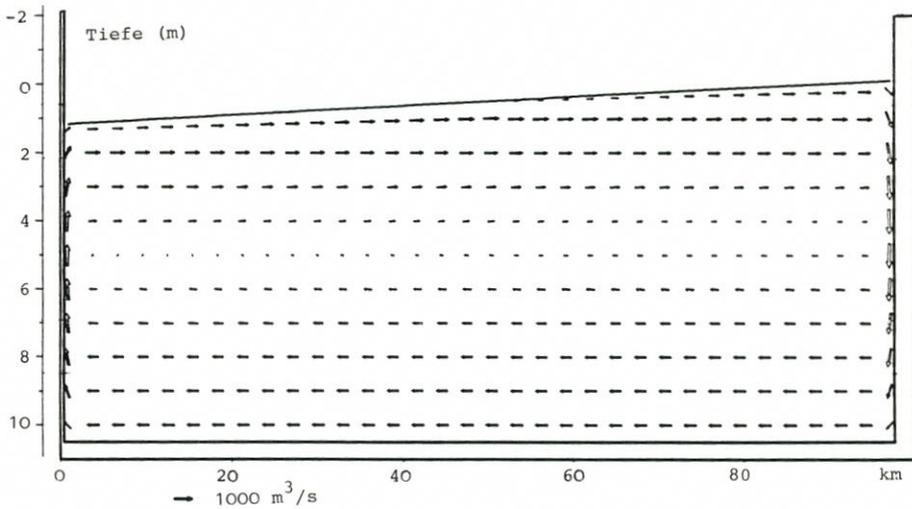


Abb. A3. Wasserstand und Transporte im geschlossenen Kanal bei Windanregung (20 m/s) im stationären Zustand

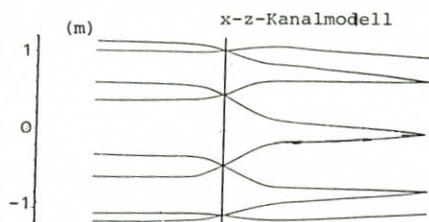
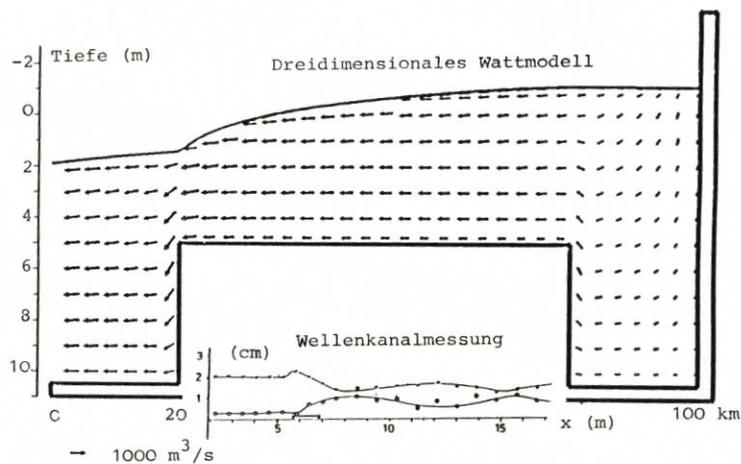


Abb. A4. Wasserstand und Transporte bei ablaufendem Wasser im Modellkanal mit Sill. Zum Vergleich: Wasserstand der ersten und zweiten harmonischen Modes, gemessen in einem Wellenkanal mit vergleichbaren Abbildungsverhältnissen (verändert nach BENDYKOWSKA und MASSEL, 1984). Unten: Wasserstand zu jeder $\frac{1}{4}$ Tideperiode, berechnet in einem tieferen Modellkanal mit Schwelle (nach SÜNDERMANN, 1971)

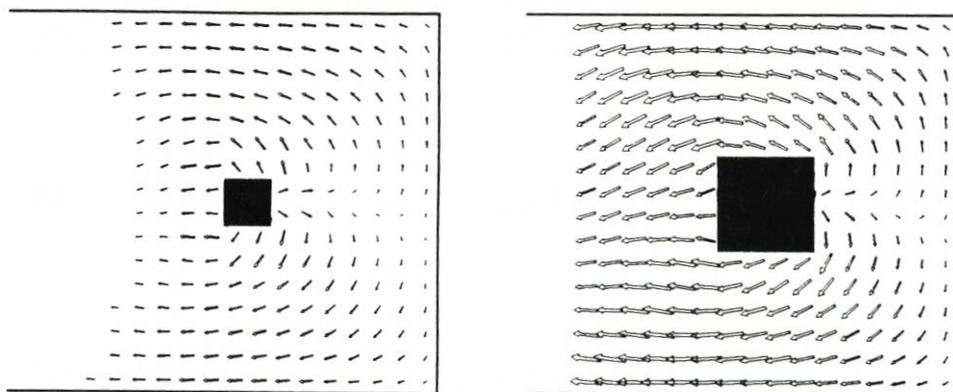


Abb. A5. Transporte bei ablaufendem Wasser in einem Modellbecken mit kreisförmigem Watt in der nur teilweise überfluteten fünften und der darunterliegenden Schicht

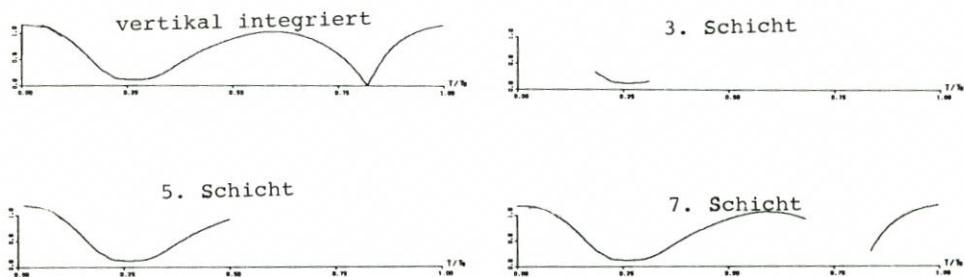


Abb. A6. Betrag der Strömungsgeschwindigkeit im zeitlichen Verlauf in drei zeitweilig überfluteten Schichten an einem Punkt desselben Modellbeckens

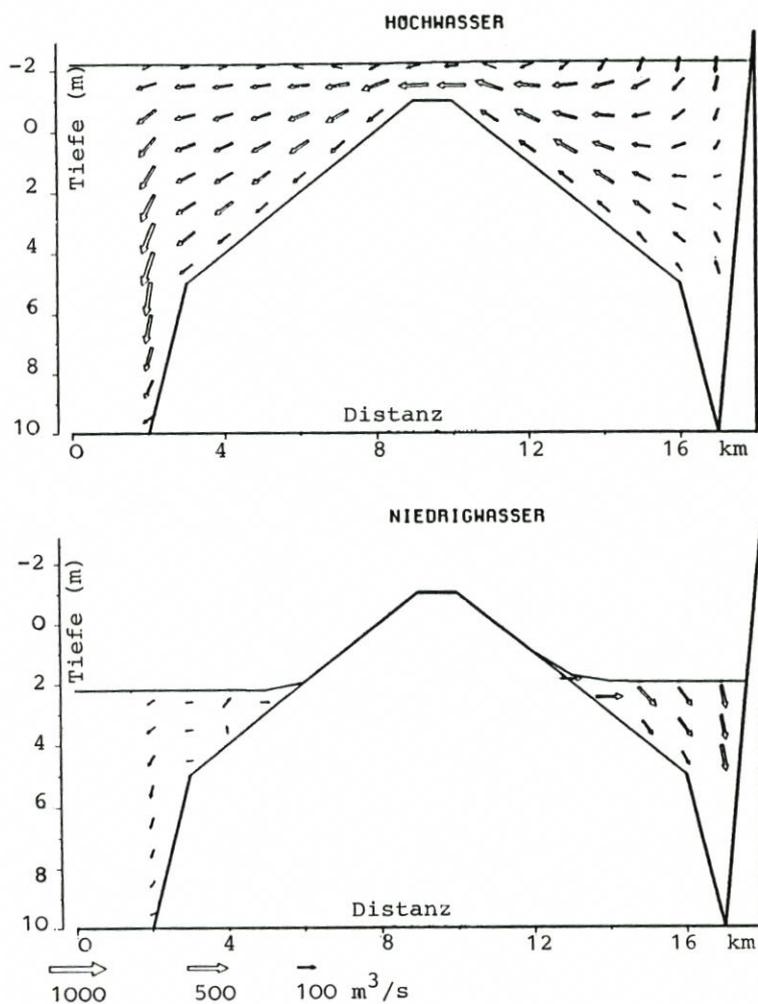


Abb. A7. Wasserstand und parallele Transporte zu Hoch- und Niedrigwasser auf einem Schnitt normal zum offenen Rand durch ein Modellbecken mit kreisförmigem Wattgebiet

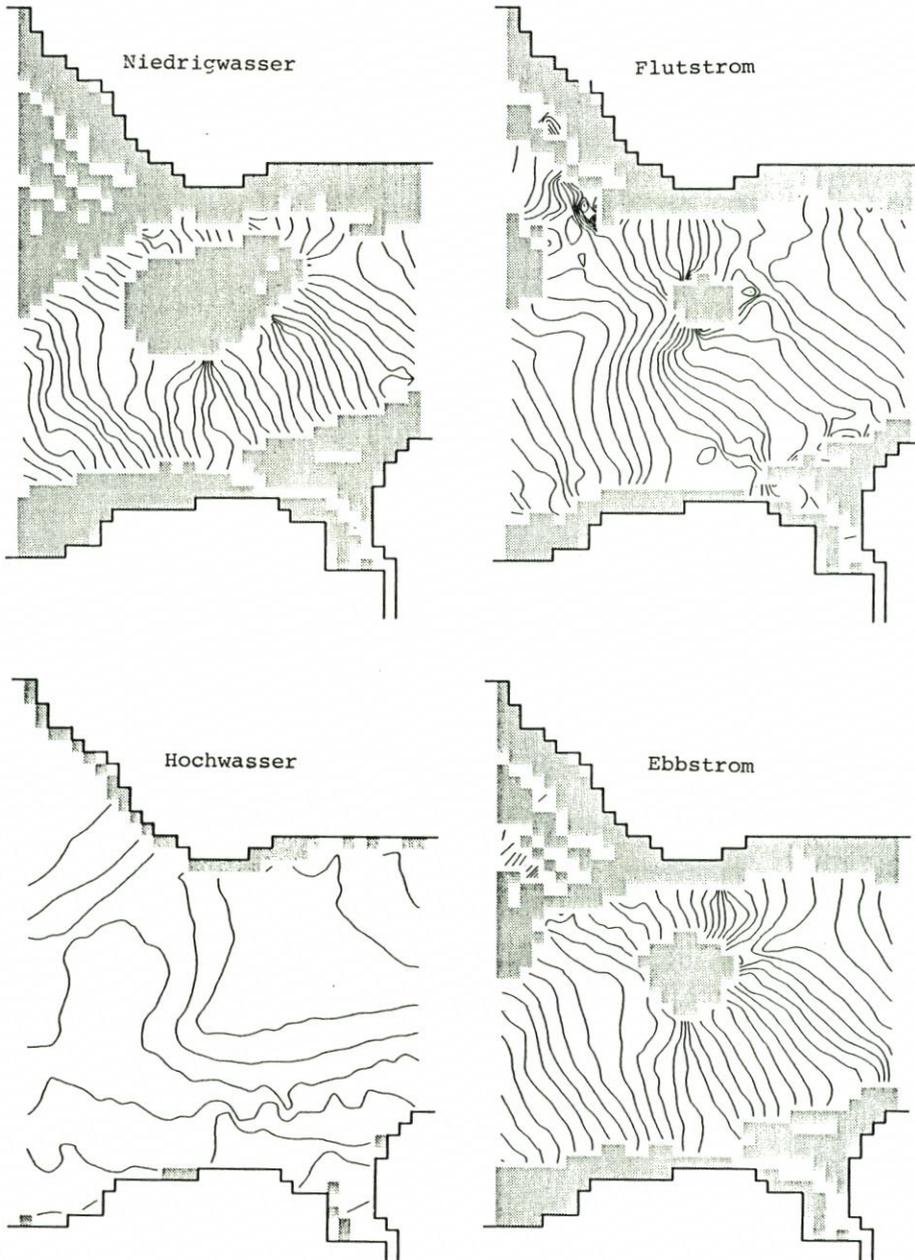


Abb. A8. Linien gleichen Wasserstandes (1 cm Abstand) im Modell Neufelder Watt (Hoch- und Niedrigwasserzeit, bezogen auf Neufelder Rinne)

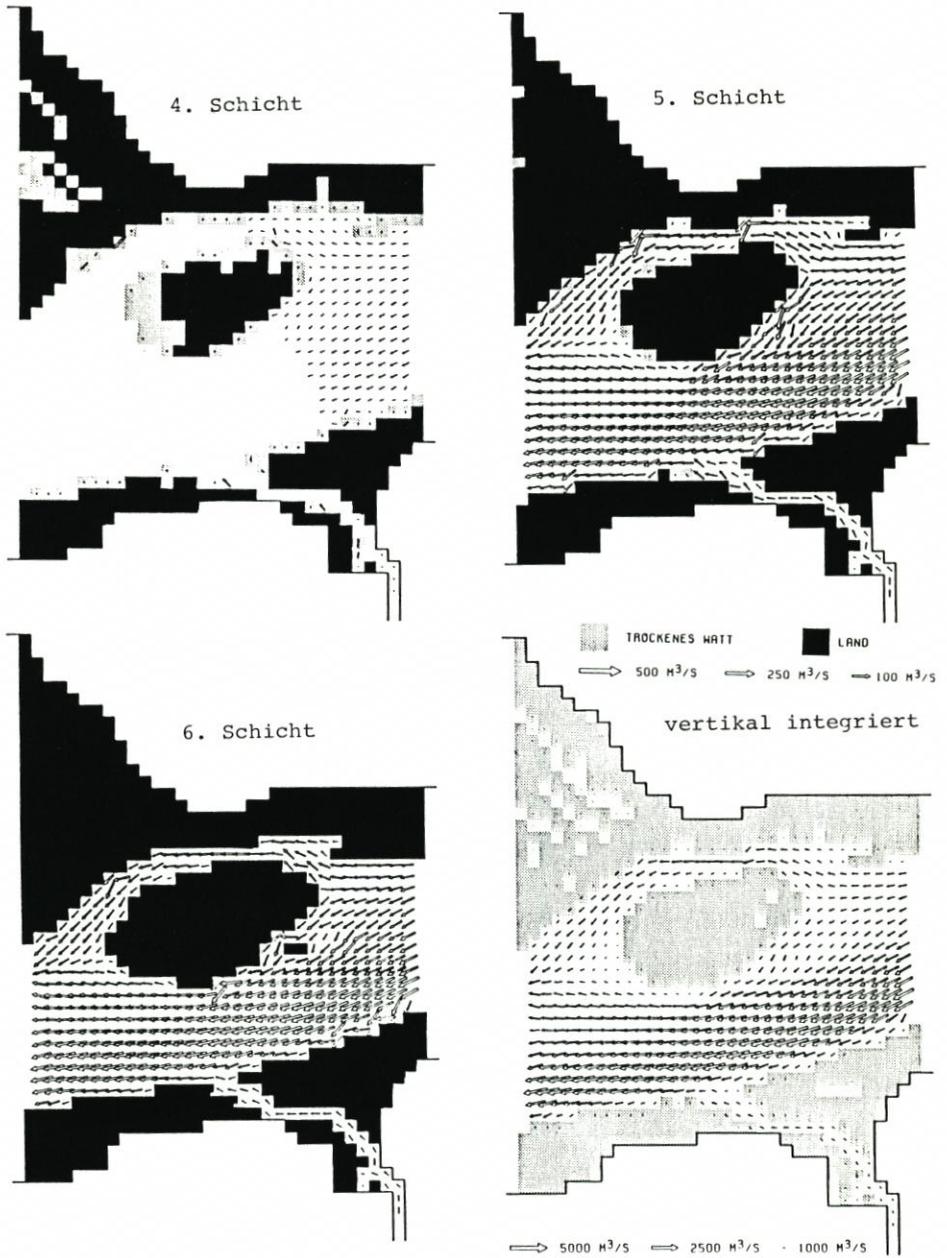


Abb. A9. Horizontaltransporte bei ablaufendem Wasser in den obersten drei wasserbedeckten Modellschichten und vertikal integriert im Modell Neufelder Watt

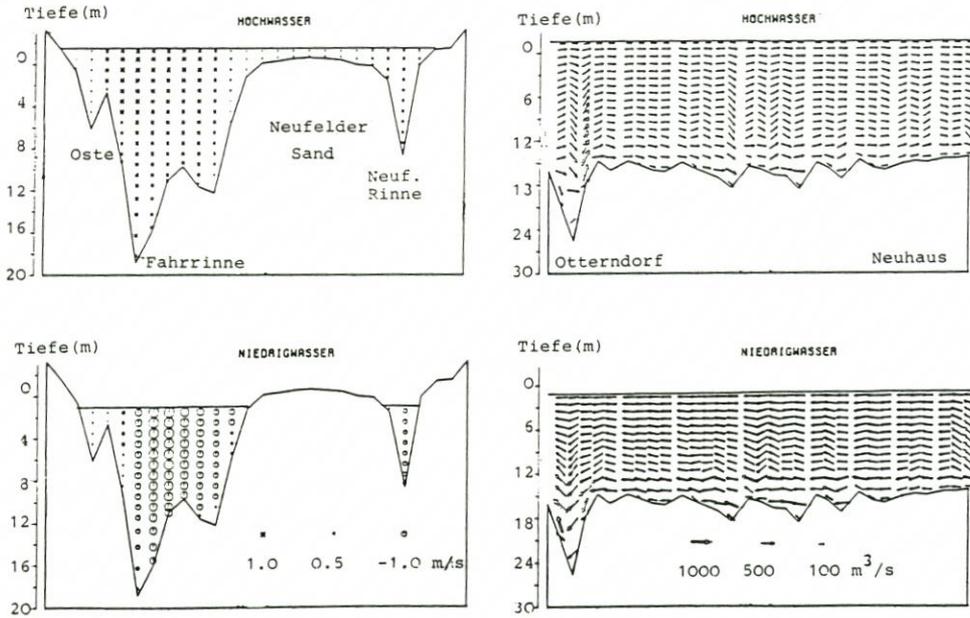


Abb. A10. Geschwindigkeiten normal zu einem Querschnitt durch das Modell Neufelder Watt in Höhe der Ostemündung (links). Negative Werte bedeuten stromab gerichtete Geschwindigkeiten. Rechts: Paralleltransporte entlang der Fahrrinne. (Hoch- und Niedrigwasserzeit, bezogen auf Neufelder Rinne)

Die numerische Modellierung von Strömungen und Sedimenttransport in Wattgebieten

VON HARRO HEYER, REGINA HEWER, JÜRGEN SÜNDERMANN

Zusammenfassung

Besonderheiten bei der Modellierung von Strömungen und Sedimenttransport in Wattgebieten werden erläutert. Anhand eines zweidimensionalen Modells für die gezeitenbedingte Strömung und dem daraus resultierenden Sedimenttransport im südlichen nordfriesischen Wattenmeer wird gezeigt, welche Ergebnisse sich schon mit relativ einfachen Annahmen erzielen lassen und inwieweit diese die aus Messungen gewonnenen Kenntnisse erweitern.

Summary

Special aspects associated with the modelling of currents and sediment transport in the intertidal zone are discussed. An application of a two-dimensional model for tidal currents and the associated sediment transport to the southern portion of the North Frisian inter-tidal zone indicates what type of results can be obtained with relatively simple assumptions and to what extent they expand the state of knowledge obtained previously from empirical data.

Inhalt

1. Einleitung	167
2. Strömungsmodellierung in Wattgebieten	168
3. Modellierung des Sedimenttransports	168
4. Das Strömungsmodell des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres	169
5. Das Sedimenttransportmodell des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres	173
6. Abschließende Bemerkungen	179
7. Schriftenverzeichnis	179

1. Einleitung

Die ausgedehnten Wattgebiete der deutschen Nordseeküste sind ein wichtiger Bestandteil des Ökosystems Nordsee. Ihre Funktionstüchtigkeit als natürliche Kläranlage und Kinderstube für Jungfische ist heute jedoch zunehmender Bedrohung ausgesetzt. Der anthropogene Stoffeintrag aus Flüssen, direkten Einleitungen und aus der Luft führt zu einer Anreicherung von Schadstoffen im Seewasser und im Sediment. Von dieser Akkumulation ist der Bereich des Wattenmeeres mit seinen Stillwasser- und Ruhezonen besonders betroffen, da sich hier organische Schwebstoffe und mit ihnen Schwermetalle, Chlorkohlenwasserstoffe u. a. bevorzugt ablagern (vgl. Rat von Sachverständigen für Umweltfragen, 1980).

Aus diesen Gründen ist neben den sich ständig neu stellenden Fragen des Küstenschutzes und der Standsicherheit von Küstenschutzanlagen das Stromregime im Watt und der damit verbundene Feststofftransport ins Blickfeld des Interesses gerückt. Mit Hilfe meist aufwendiger Meßprogramme wird versucht, ein möglichst geschlossenes Bild der Wasser- und Sedimentbewegung in einzelnen Teilbereichen des Wattenmeeres zu gewinnen (GÖHREN, 1974;

FIGGE et al., 1980; REINECK u. SIEFERT, 1980; SIEFERT et al., 1980). Parallel dazu wurde mit der Erstellung und Erprobung hydrodynamisch-numerischer Modelle begonnen, die die Hydrodynamik und teilweise auch den Sedimenttransport ausgedehnter Wattgebiete simulieren (BACKHAUS, 1976; HEYER, 1980; SÜNDERMANN u. HEWER, 1981; HOLZ u. CROTOGINO, 1983; Projektgruppe HN-Modelle des KFKI, 1983).

Im folgenden wird anhand eines Modells für den gezeitenbedingten Wasser- und Sedimenttransport im südlichen nordfriesischen Wattenmeer gezeigt, welche Besonderheiten bei der Modellierung von Bewegungsvorgängen im Watt zu beachten sind, und welche grundlegenden Phänomene sich mit einem derartigen Modell erklären lassen.

2. Strömungsmodellierung in Wattgebieten

Die Wattgebiete der deutschen Nordseeküste zeichnen sich durch eine reichstrukturierte Topographie aus. Ausgedehnte Wattflächen, die über eine Tideperiode zeitweilig trockenfallen, wechseln ab mit einem Netzwerk von schmalen, verhältnismäßig tiefen Prieln, die die Haupttransportadern für die Wassermassen der ein- und auslaufenden Tidewelle bilden. In den Wattenbereichen sind die Wassertiefen und Tidewellenhöhen von gleicher Größenordnung, so daß nichtlineare Wechselwirkungen eine besondere Rolle spielen und sich eine ins Watt einlaufende Gezeitenwelle stark verformt. In Wechselwirkung mit einer komplexen Topographie bilden sich Oberschwingungen aus, die sogenannten „Seichtwassertiden“, die die ursprünglich relativ glatte Sinuswelle zu einer sägezahnförmigen Gestalt wandeln. Im Zusammenhang damit kann eine große periodische Nettoverdriftung von Wassermassen vonstatten gehen. Das Überfluten und Trockenfallen der Platen und Sände wird im wesentlichen über den Wassertransport durch die Priele gesteuert, in denen die Strömung hohe Geschwindigkeiten erreichen kann (etwa 1,5 m/s). Wichtig ist außerdem die – wenn auch geringe – Neigung der Wattflächen, die Richtung und Geschwindigkeit des Ablaufens von den Platen und damit wiederum die Beschickung der einzelnen Priele mit Wasser bestimmt.

Um alle diese Phänomene bei einer Simulation zu erfassen, erfordern Wattmodelle eine hohe räumliche Auflösung, die in manchen Gebieten wenige hundert Meter keinesfalls überschreiten und im Extremfall für besondere Fragestellungen in lokal eingrenzbaeren Gebieten Horizontalskalen im Meterbereich auflösen sollten; denn die Genauigkeit der numerisch gewonnenen Ergebnisse hängt in erster Linie von der hinreichenden Approximation der hydrodynamischen und morphologischen Randbedingungen ab. Wegen der großen Anzahl von Rechenpunkten, die sich dadurch ergibt, sind Wattmodelle natürlich recht aufwendig und rechenintensiv, liefern aber auch sehr detaillierte Informationen über die räumliche und zeitliche Verteilung von Wasserständen und Strömungen, wie sie mit Messungen praktisch nicht zu erhalten sind. Um die Simulation von Trockenfall- und Überflutungsprozessen zu ermöglichen, müssen die geschlossenen Ränder numerischer Wattmodelle beweglich gehalten werden. Angesichts der extrem geringen Wassertiefen, die sich im Laufe einer Rechnung auf den Platen ergeben, sind außerdem einige Terme in den diskreten Gleichungen, die Impuls- und Massenerhaltung gewährleisten, den Gegebenheiten entsprechend zu modifizieren.

3. Modellierung des Sedimenttransports

Sediment kann von einer Strömung auf zwei Arten transportiert werden: am Boden rollend oder hüpfend (Geschiebetransport) oder im Wasser schwebend (Suspensionstrans-

port) (YALIN, 1972). Beiden Arten liegt im Prinzip der gleiche Mechanismus zugrunde: Das am Boden deponierte Material wird bei Überschreiten einer kritischen Strömungsgeschwindigkeit in Bodennähe (kritische Erosionsgeschwindigkeit) in Bewegung gesetzt und bei Unterschreiten einer kritischen Sedimentationsgeschwindigkeit wieder abgelagert. Während der Geschiebetransport zum Erliegen kommt, sobald die Erosionsgeschwindigkeit unterschritten wird (krit. Erosionsgeschwindigkeit = krit. Sedimentationsgeschwindigkeit für das am Boden transportierte Material), kann in Suspension befindliches Material von geringeren Geschwindigkeiten in der Schwebelage gehalten und weitertransportiert werden. Im Falle suspendierter Feststoffe ist die kritische Sedimentationsgeschwindigkeit also sehr viel kleiner als die Erosionsgeschwindigkeit anzusetzen. Die kritischen Geschwindigkeiten hängen ebenso wie die absolute Größe des Sedimenttransports von Materialparametern des Sediments ab. Zu diesen sedimentologischen Kenngrößen zählen u. a. der mittlere Korndurchmesser und die Form der Teilchen, ihre Lagerungsdichte und ihr spezifisches Gewicht.

In den Wattgebieten finden sich in der Regel die verschiedenartigsten Sedimente, so daß bei der Berechnung des Sedimenttransports mit Hilfe eines Modells heute noch stark vereinfachende Annahmen gemacht werden müssen. In vielen Fällen wird deswegen einfach ein homogenes Material mittlerer Korngröße angenommen und damit der Sedimenttransport unter Verzicht auf jegliche Quantifizierung der Aussagen qualitativ bestimmt. Mit diesem „relativen Sedimenttransport“ lassen sich jedoch viele beobachtete Phänomene gut reproduzieren und die Kenntnisse über Verlagerungstendenzen von Prielen und Platen erweitern.

4. Das Strömungsmodell des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres

Der südliche Teil des nordfriesischen Wattenmeeres, dessen Gebiet sich von der Halbinsel Eiderstedt im Süden bis zur Hallig Langeneß im Norden (Abb. 1) erstreckt, nimmt im „amphibischen Küstensaum“ der Deutschen Bucht aufgrund einer vergleichsweise großen Anzahl von Inseln, Halligen und Außensänden eine Sonderstellung ein. Diese vielgestaltige Topographie ist das Ergebnis unablässiger Einwirkungen von Tide und Wind auf das tiefegelegene Küstengebiet Nordfrieslands. Dessen starke morphologische Umgestaltung wurde mit der Zerstörung der Marscheninsel Altnordstrand durch die schwere Sturmflut des Jahres 1634 eingeleitet und hat damit zur Ausbildung des Wattstromes Norderhever geführt, der bis heute ein stetig zunehmendes Übergewicht im Stromregime erlangen konnte und einen anhaltenden Substanzverlust im südlichen Teil dieses Wattenmeeres bewirkte.

Zur hinreichenden räumlichen Diskretisierung der komplexen morphologischen Verhältnisse wurde eine Modelltopographie in einem konstanten Gitternetz von 450 m Kantenlänge erstellt. Die Neigung der Wattflächen wurde mit einem speziellen Verfahren approximiert, das auf der Anwendung einer Diffusionsgleichung basiert (HEYER, 1980). Am seewärtigen Rand des Modells, etwa 6 km westlich der Außensände, werden als Randwerte die zeit- und ortsabhängigen Wasserstände der halbtägigen Hauptmondtide M2 vorgegeben, die aus einem übergeordneten Nordseemodell (RAMMING, 1978) gewonnen wurden. Das Modell ist mit einem der Wasserlinie folgenden beweglichen Rand ausgestattet.

Die Güte der Gezeitsimulation läßt sich am besten anhand der berechneten räumlichen und zeitlichen Geschwindigkeitsverteilung überprüfen, da diese auf topographische Einflüsse besonders sensibel reagiert. Bei der folgenden Gegenüberstellung von gerechneten und gemessenen Zuständen ist jedoch zu beachten, daß letztere immer auch Anteile enthalten, die auf Wirkungen des Windes, weiterer Gezeitenanteile und, bei geringen Wassertiefen, auch des

Seeganges zurückzuführen sind. Eine vollständige Übereinstimmung darf also nicht erwartet werden, zumal das Modell von den vertikal integrierten Gleichungen ausgeht.

Abb. 2 zeigt einen Vergleich von Geschwindigkeitszeitreihen an Orten, die im Bereich der Hauptströme des Gebietes liegen, wobei die Messungen in der Zeit vom 20. Juni bis zum 7. Juli 1956 durchgeführt und über diesen Zeitraum gemittelt wurden (KNOP, 1961). Offensichtlich herrscht eine gute Übereinstimmung in der Stromverteilung und den Eintrittszeiten der Geschwindigkeitsmaxima und -minima. Vereinzelt werden die aus Messungen abgeleiteten Höchstgeschwindigkeiten nicht ganz erreicht, was neben den genannten Effekten zum Teil auch durch die Modellauflösung begründet werden kann, die in einigen Bereichen mit 450 m noch zu grob ist.

Aus der außerordentlichen Fülle detaillierter Ergebnisse, die sich aus einem mathematischen Modell gewinnen lassen, sind hinsichtlich der Beurteilung morphologischer Entwicklungen die Vektordarstellungen tidegemittelter Transporte bzw. tidegemittelter Geschwindigkeiten (Restströme) von besonderer Aussagekraft. Aufgrund einer komplexen Topographie kann sich eine räumlich sehr variable Reststromverteilung ergeben.

Die an einigen Orten gemessenen Restströme (Abb. 3), die in ihrer räumlichen Auflösung immer lückenhaft bleiben müssen, sind einerseits zur Beurteilung eines mathematischen Modells geeignet (Modellverifikation), andererseits können die Modelle das Bild der gemessenen Reststromverteilung wesentlich vervollständigen. Die in Abb. 4 dargestellte berechnete

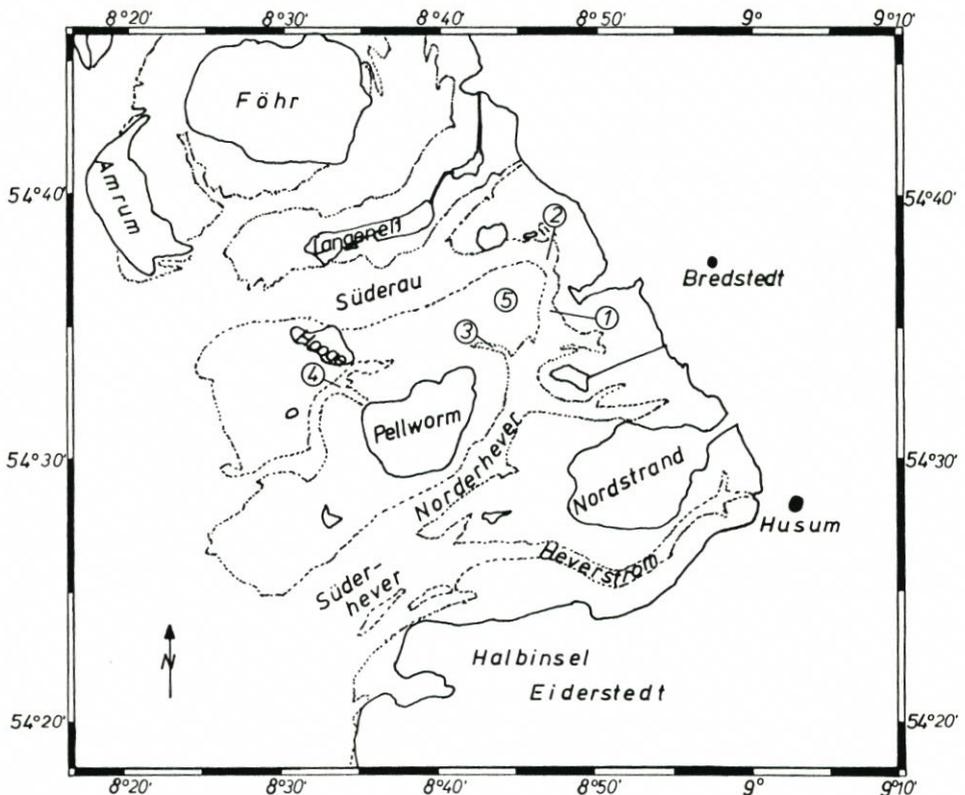


Abb. 1. Südliches nordfriesisches Wattenmeer – 1 Strand, 2 Strandley, 3 Rummelloch-Ost, 4 Rummelloch-West, 5 Pellwormer Plate

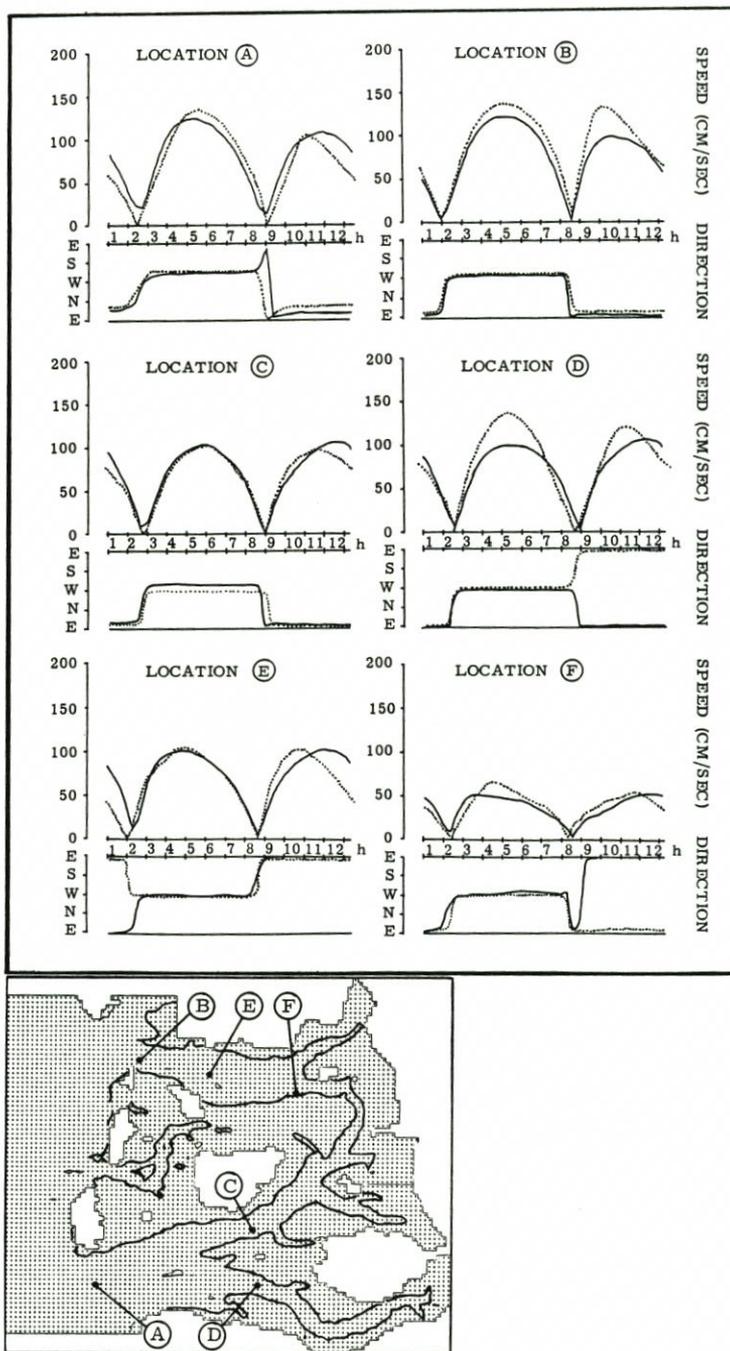


Abb. 2. Ein Vergleich beobachteter (punktierter Linie) und berechneter (durchgezogene Linie) Geschwindigkeitsverläufe. Die Beobachtungen wurden über einen Zeitraum von 17 Tagen gemittelt

Reststromverteilung steht mit den Beobachtungen in Abb. 3 gut im Einklang. Auffällig ist die vorherrschende Orientierung der Restströme nach Nordwesten, denn durch das höhere Auflaufen der Gezeitenwelle im Bereich der Norderhever werden durch ausgleichende Gefälleströme pro Gezeitenperiode Wassermassen in das nördlicher gelegene Teiltidebecken der Süderau verdriftet. Die wichtigsten Verdriftungsgebiete sind der Strand, eine landwärtige Verbindungsrinne zwischen Norderhever und Süderau, die Pellwormer Plate mit dem Rummelloch-West und -Ost und die Wattwasserscheiden zwischen Pellworm – Süderoog – Süderoogsand. Im Strandley sind jedoch die errechneten Reststromgrößen zu gering, da das Modellauflösungsvermögen nicht ausreicht, diese schmale Rinne naturgetreu zu approximieren. Dafür zeigt sich aber deutlich die große Nettoverdriftung von Wassermassen von der Norderhever in die Süderau über den Bereich der Pellwormer Plate. Auch der starke Ausstrom zwischen den Außensänden und die nach Nordwesten gerichteten Restströme zwischen Süderoog und Pellworm sind deutlich erkennbar.

Der Heverstrom ist im Gegensatz zur Norderhever ein Wattstrom, der sich morphologisch recht gut stabilisiert hat. In seinem Bereich weist die räumliche Verteilung der Reststromvektoren eine Aneinanderreihung von Walzen aus, die sich gegenseitig zu treiben scheinen. Derartige Reststromzirkulationen werden z. B. auch von ZIMMERMANN (1976) für den Bereich der Westfriesischen Inseln dargestellt.

Tidegemittelte Geschwindigkeiten können keine quantifizierbaren Aussagen über die verdriftenden Wassermengen machen. Aus diesem Grunde sind in Abb. 5 die tidegemittelten

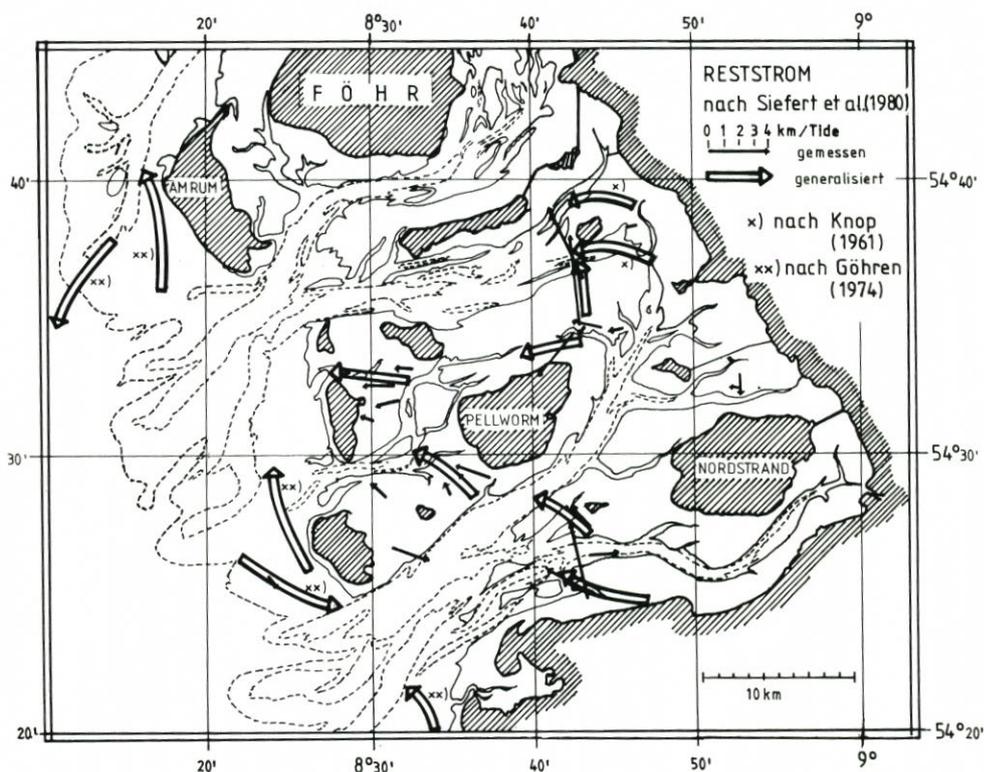


Abb. 3. Gemessene Reststromverteilung im südlichen nordfriesischen Wattenmeer nach Siefert et al. (1980), Göhren (1974) und Knop (1961)

Transporte dargestellt, aus denen durch Multiplikation solcher Transportvektoren, deren Betrag die Pfeilspitzenlänge übersteigt, mit der Gitterlänge von 450 m und der Tidedauer von 44 700 s der Nettotransport in Kubikmeter pro Tide abgeschätzt werden kann.

Ein eingehender Vergleich beider Vektorplots (Abb. 4 u. 5) zeigt, daß die Richtung der resultierenden Größen an bestimmten Orten (z. B. innerhalb der Norderhever südwestlich von Pellworm) vollständig voneinander abweichen können. Dieser Umstand kann dadurch erklärt werden, daß die Überlagerung der in das nordfriesische Wattenmeer einlaufenden Tidewelle durch vielfältig reflektierte Anteile in den Hauptstromrinnen zu einem bezüglich der Tidephase unterschiedlichen Eintreten der Kenterpunkte sowie der Maximalgeschwindigkeiten führen kann.

5. Das Sedimenttransportmodell des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres

Das Sedimenttransportmodell verarbeitet die vom Strömungsmodell errechnete raumzeitliche Geschwindigkeitsverteilung. Da das zweidimensionale Strömungsmodell vertikal gemittelte Geschwindigkeiten berechnet, werden diese zunächst mit einem empirischen Ansatz (ZANKE, 1977) auf die Geschwindigkeit in Bodennähe reduziert. Dieser Ansatz macht

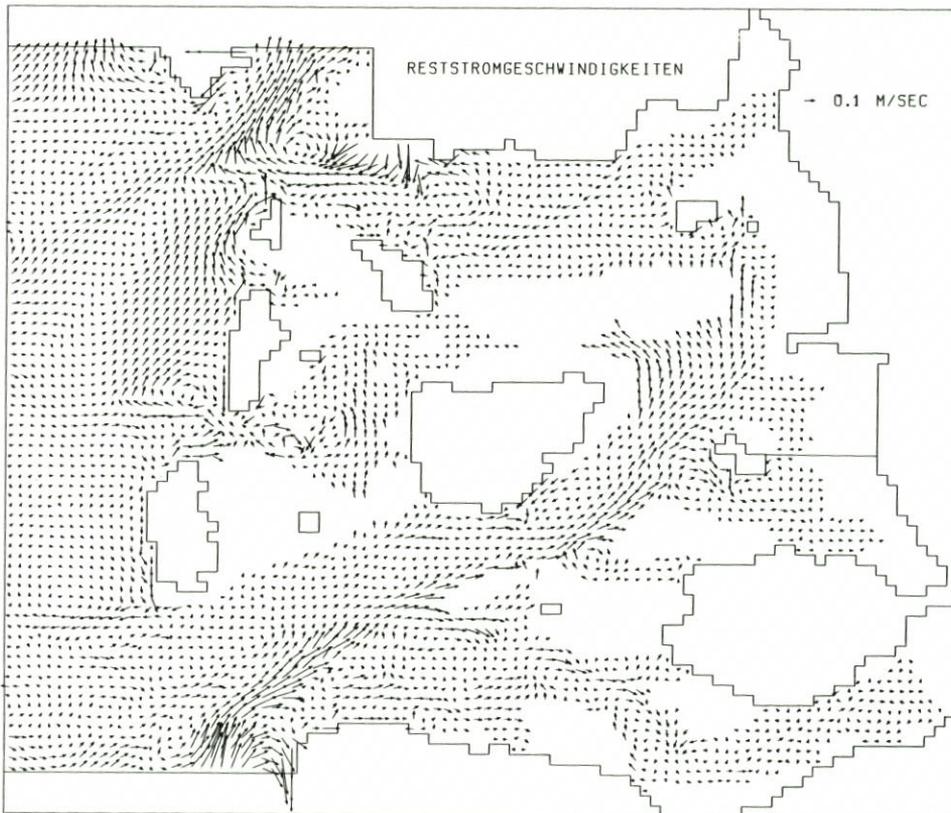


Abb. 4. Mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell berechnete Reststromverteilung im südlichen nordfriesischen Wattenmeer

das Verhältnis von mittlerer zu bodennaher Geschwindigkeit hyperbolisch von der Wassertiefe abhängig. Mit Hilfe zweier weiterer empirischer Relationen für den Geschiebe- und den Suspensionstransport (ZANKE, 1978), die für den zweidimensionalen Fall entsprechend dem NEWTON-TAYLORSchen Schubspannungsansatz modifiziert wurden, wird sodann der gesamte Feststofftransport aus einem mittleren, einheitlichen Korndurchmesser von 0,1 mm qualitativ bestimmt, was sicherlich eine grobe Vereinfachung der natürlichen Verhältnisse darstellt. In beide Relationen gehen neben den Materialparametern des Sediments und des Wassers die Differenzen von Schubspannungs- und kritischer Erosionsgeschwindigkeit sowie Schubspannungs- und kritischer Sedimentationsgeschwindigkeit in jeweils zweiter Potenz ein, so daß die Geschwindigkeiten in insgesamt vierter Potenz berücksichtigt werden. Mit den Materialkonstanten für Feinsand (FIGGE et al., 1980) ergibt sich für den Geschiebe- und Suspensionstransport eine kritische Erosionsgeschwindigkeit von 20 cm/s entsprechend der kritischen Sedimentationsgeschwindigkeit für den Geschiebetransport. Für den Suspensionstransport errechnet sich eine kritische Sedimentationsgeschwindigkeit von 2,5 cm/s.

Das Sedimenttransportmodell berechnet den Feststofftransport aus den mittleren Geschwindigkeiten für jeden Punkt des hydrodynamisch-numerischen Modells in einem zeitlichen Abstand von fünf Minuten, mit dem die Variabilität des Geschwindigkeitsfeldes über eine Tideperiode gut aufgelöst wird. Anschließend werden die so errechneten Transporte über die gesamte Periode für jeden Punkt summiert, um den mittleren Sedimenttransport einer

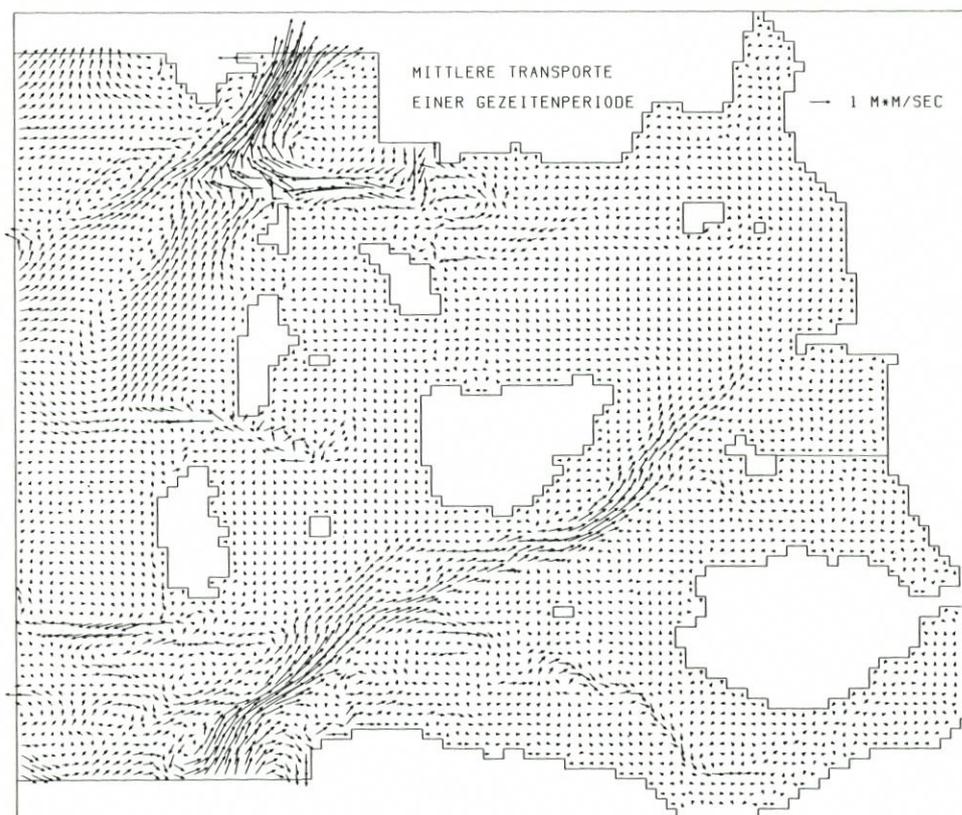


Abb. 5. Mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell berechnete mittlere Transporte einer Gezeitenperiode im Untersuchungsgebiet

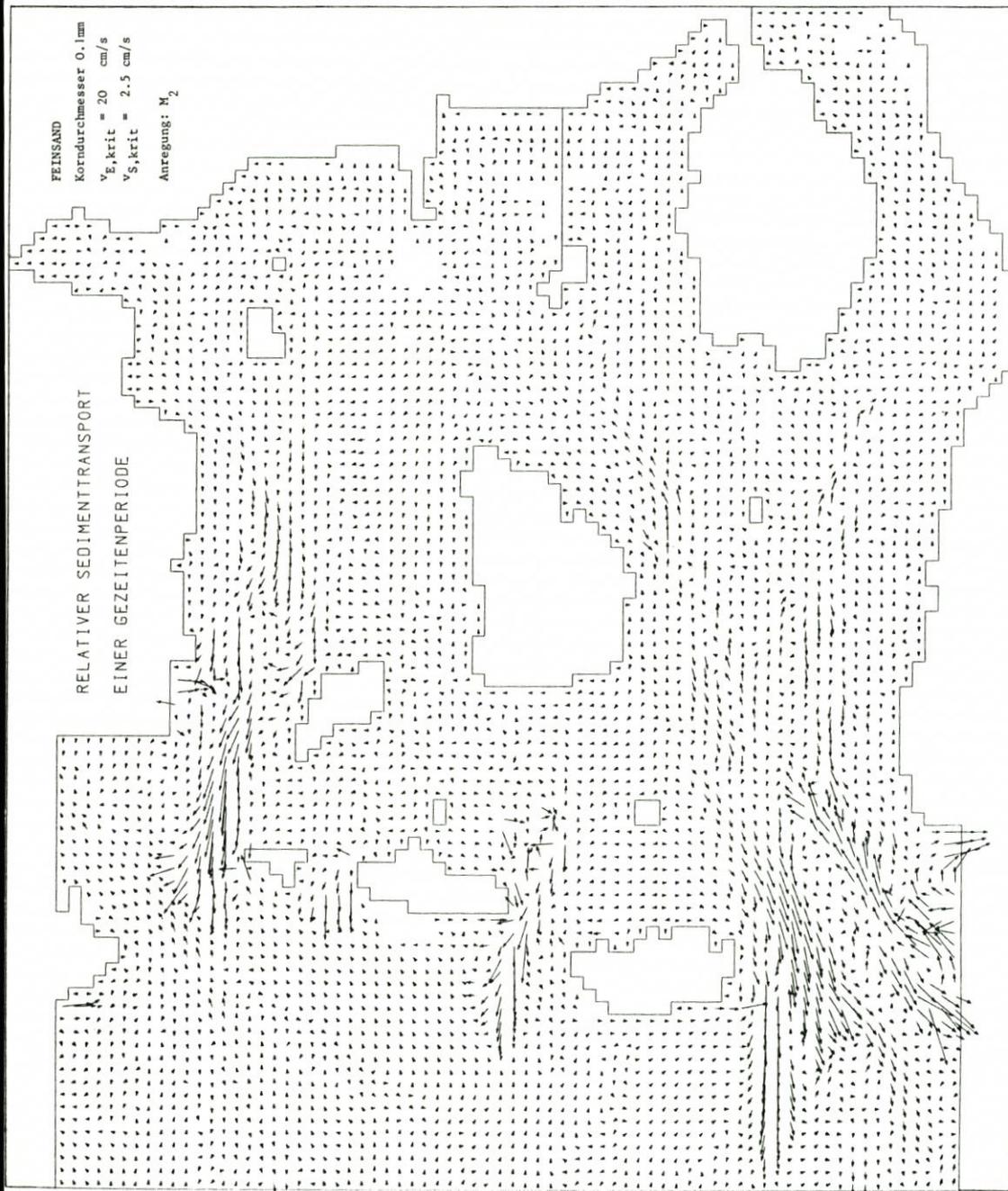


Abb. 6. Mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell berechneter relativer Sedimenttransport einer Gezeitenperiode

Tideperiode zu erhalten (Abb. 6). Es zeigt sich, daß die auf diese Weise ermittelte Transportverteilung in etwa der Verteilung der Restströme entspricht. Aufgrund einer Berücksichtigung der vierten Potenz der Geschwindigkeiten werden bestimmte Effekte jedoch deutlicher hervorgehoben. Hierzu gehört zum Beispiel die Aufteilung der land- und seewärts gerichteten Transporte im Bereich der Süderhever in voneinander nahezu vollständig getrennte Arme, eine Erscheinung, die sich ebenso im Mündungsbereich des Heverstromes zeigt, dort aber längst nicht so ausgeprägt ist. Im Inneren des Heverstromes sind die schwachen Transporte überwiegend landwärts gerichtet; sie deuten jedoch mit ihrer wirbelartige Struktur darauf hin, daß in diesem Gebiet lokale Umlagerungen vorherrschen. Im Vergleich mit den Ergebnissen einer sedimentpetrographischen Untersuchung (DECHEND, 1950), die allerdings schon mehr als 30 Jahre zurückliegt, zeigt sich gute Übereinstimmung im untersuchten Gebiet (Abb. 7). Dies gilt sowohl für die Transportscheiden im Heverstrom wie auch für die starken seewärtigen Transporte im Bereich der Außensände. Im Norden des Gebietes errechnet das Modell nord- und westwärts gerichtete Transporte, die durch neuere geodätische Messungen bestätigt werden (Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum [ALW] – pers. Mitt.). So gilt mittlerweile als gesichert, daß mit der Nettoverdriftung beträchtlicher Wassermassen über die Pellwormer Plate und durch den Priel zwischen Norderhever und Süderau eine Nordwestverlagerung der Plate selbst einhergeht.

Die Bilanzierung des Feststofftransports über die Berandung jeder Gitterzelle des

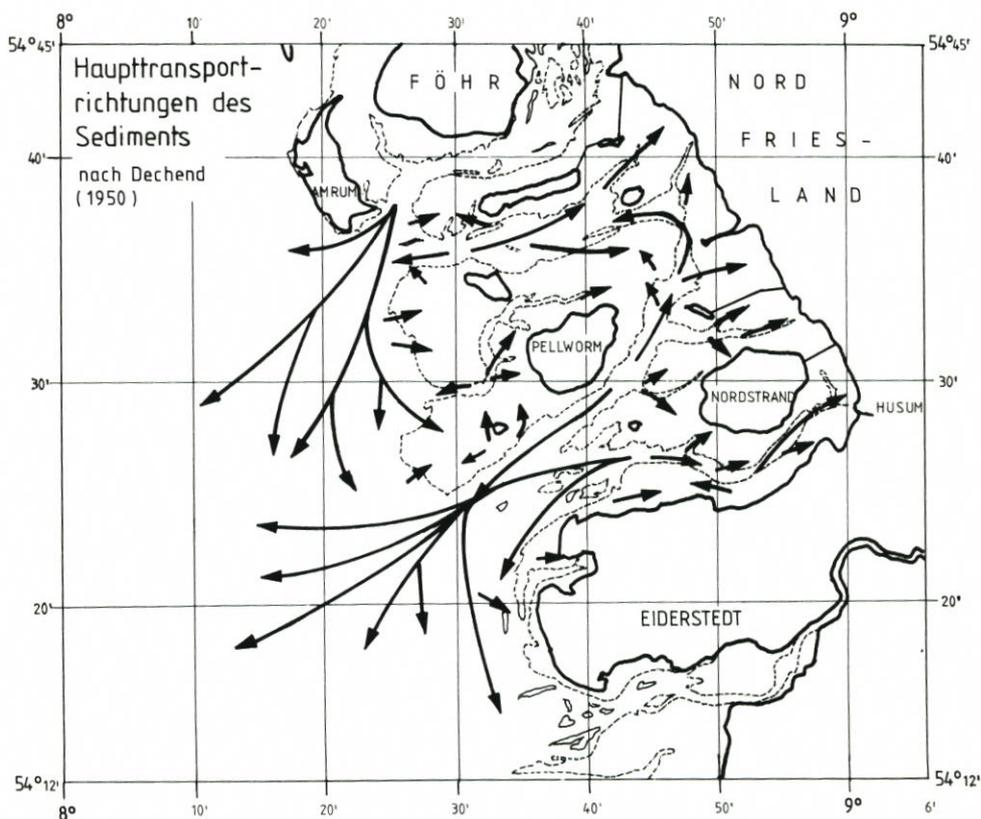


Abb. 7. Mit Hilfe sedimentpetrologischer Untersuchungen bestimmte Haupttransportrichtungen des Sediments nach Dechend (1950)

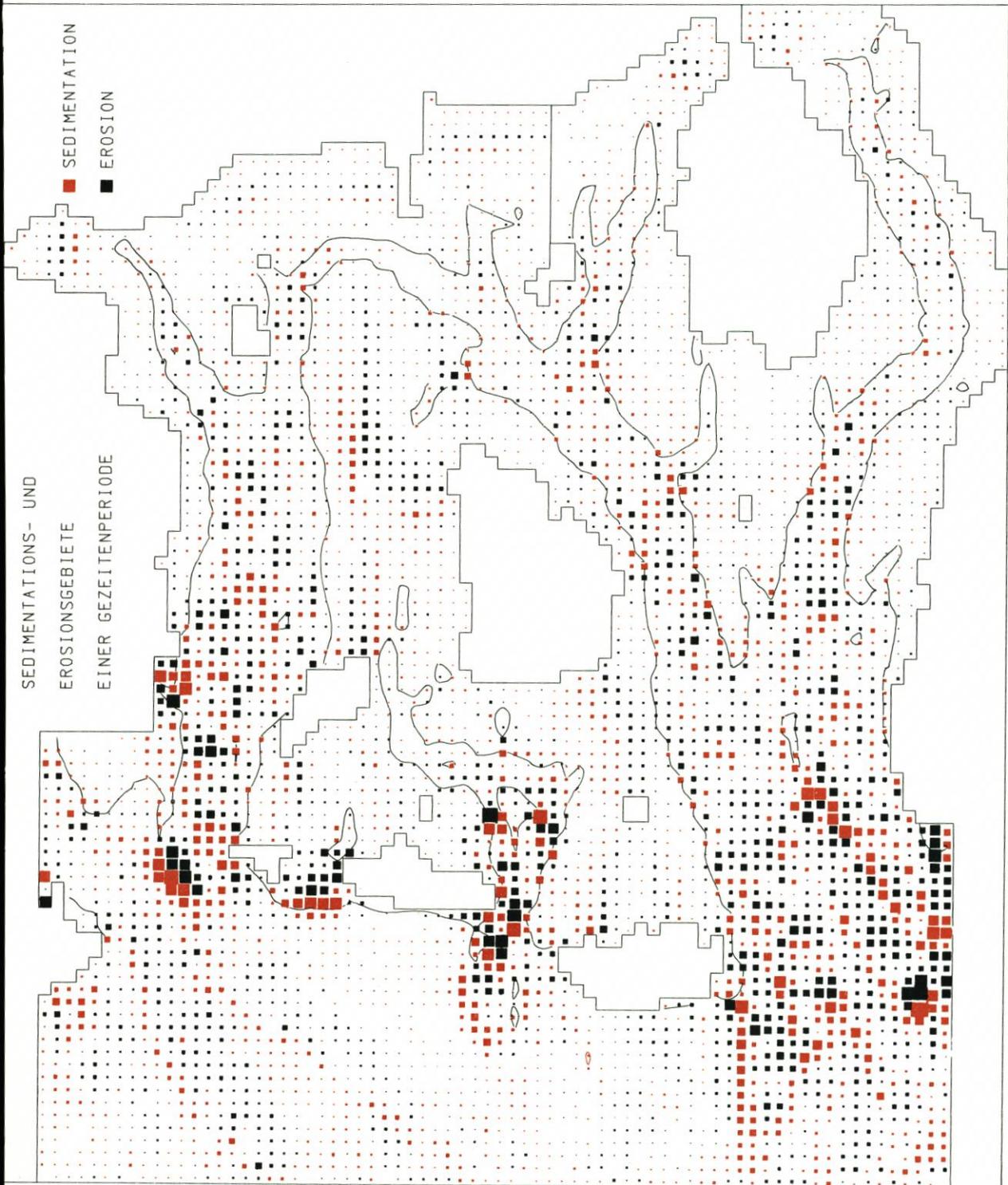


Abb. 8. Bilanz des Sedimenttransports für jede Gitterzelle des hydrodynamisch-numerischen Modells

Modellgitters liefert eine Aussage über Sedimentzufuhr oder Ausräumung innerhalb jeder Gittermasche für den Zeitraum einer Tideperiode, d. h., ob mit Erosion oder Sedimentation im Bereich einer bestimmten Zelle zu rechnen ist (Abb. 8). Abb. 9 zeigt Erosions- und Sedimentationsgebiete, wie sie sich als Ergebnis der Transportbilanzen für einige Abschnitte des Untersuchungsgebietes darstellen. Hier wird zum Beispiel die Nordwestverlagerung der Pellwormer Plate an der Lage der Erosionsgebiete im Südosten der Plate und der Sedimentationsgebiete in ihrem Nordwesten deutlich erkennbar (Abb. 9a).

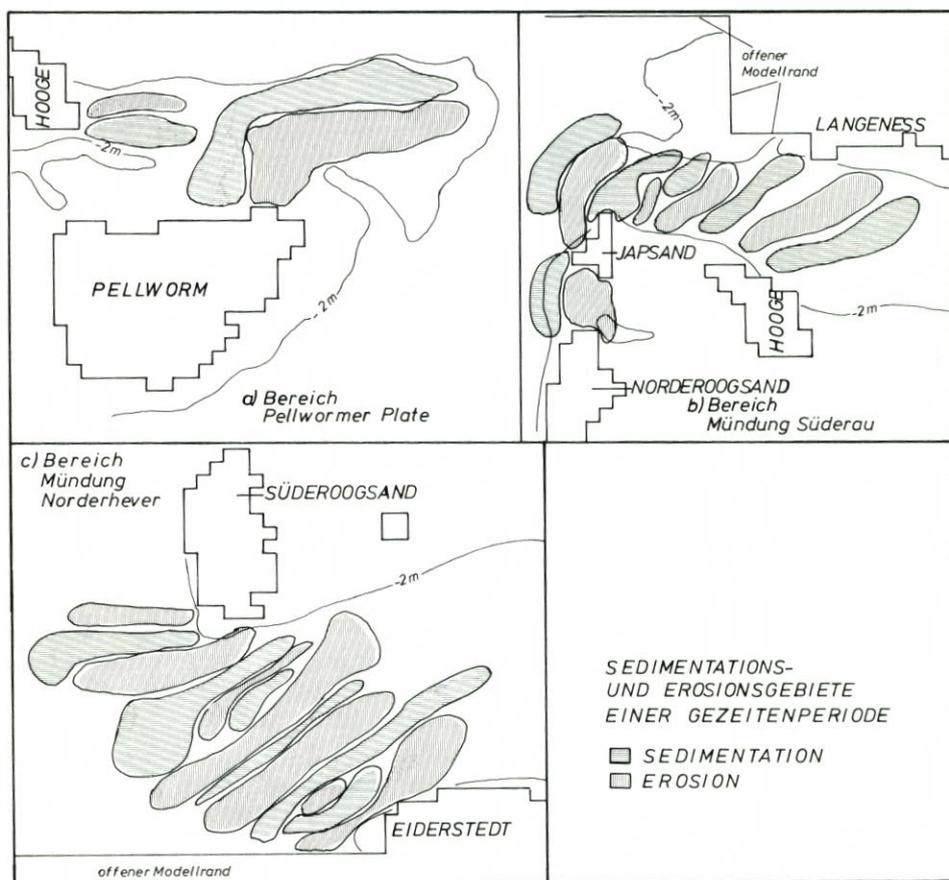


Abb. 9. Mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell ermittelte Sedimentations- und Erosionsgebiete einer Gezeitenperiode
a) im Bereich der Pellwormer Plate, b) in der Mündung der Norderhever, c) in der Mündung der Süderau

Auffällig ist jedoch vor allem die starke Zergliederung der Erosions- und Sedimentationsgebiete im Bereich der großen Wattströme. Zonen der Erosion liegen unmittelbar neben Sedimentationszonen. Es entstehen regelrechte Streifenmuster, die meist quer zur Prielachse verlaufen und die Bildung von Barren und Großriffeln andeuten, wie sie für Priele in diesem Gebiet charakteristisch sind (Abb. 9b).

Abb. 9c zeigt die Lage der Erosions- und Sedimentationsgebiete im Bereich der Mündung der Norderhever, wie sie sich aus den Untersuchungen mit dem mathematischen Modell

ergeben. Hier verlaufen Erosions- und Sedimentationszonen parallel zur Prielachse. Eine derartige Barrenbildung zwischen Ebb- und Flutstromast in der Hevermündung wird von Messungen des ALW Husum bestätigt.

6. Abschließende Bemerkungen

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß es gelungen ist, mit Hilfe eines guten Strömungsmodells für die gezeitenbedingte Bewegung im Wattenmeer und relativ einfachen Ansätzen für den daraus resultierenden Sedimenttransport ein geschlossenes Bild des gezeitenbedingten Sedimentationsgeschehens zu erhalten. Das Maß an Übereinstimmung mit sedimentpetrologischen und geodätischen Messungen, die auch die Auswirkungen des Windes, des Seegangs und der inhomogenen Bodenbeschaffenheit enthalten, zeigt, daß der großräumige Sedimenttransport im nordfriesischen Wattenmeer überwiegend vom gezeitenbedingten Stromregime bestimmt wird. Sturmfluten können zwar kurzfristig große lokale Umlagerungen verursachen, das langfristige Sedimentationsgeschehen aber wird offensichtlich durch die dauernde Einwirkung der Gezeitenströme dominiert. Es wäre zu wünschen, daß durch noch kleinräumigere Untersuchungen eines gut vermessenen Areals (etwa der Holmer Fähre) systematisch verschiedene Modellansätze, z. B. auch mit Einbeziehung des Seegangs, getestet würden.

6. Schriftenverzeichnis

- BACKHAUS, J. O.: Zur Hydrodynamik im Flachwassergebiet. Ein numerisches Modell. Dt. hydr. Z., Bd. 29, H. 6, 1976.
- DECHEND, W.: Sedimentpetrologische Untersuchungen zur Frage der Sandumlagerungen im Watt Nordfrieslands. Dt. hydr. Z., Bd. 3, H. 5/6, 1950.
- FIGGE, K., KÖSTER, R., THIEL, H. u. WIELAND, P.: Schlickuntersuchungen im Wattenmeer der Deutschen Bucht – Zwischenbericht über ein Forschungsprojekt des KFKI. Die Küste, H. 35, 1980.
- GÖHREN, H.: Über Strömungsverhältnisse und Sandtransport in den Flachwassergebieten vor der südöstlichen Nordseeküste. Hamburger Küstenforschung, H. 29, 1974.
- HEYER, H.: A Numerical Model of the North Frisian Shallow Water Areas with an Especially Adjusted Bottom Topography. Mitt. des Instituts für Meereskunde der Universität Hamburg, H. 26, 1980.
- HOLZ, K.-P. u. CROTOGINO, A.: Arbeiten im SFB 205 „Küsteningenieurwesen“, TP A5, Großräumiger Sedimenttransport im Küstenvorfeld. 1983.
- KFKI, Projektgruppe HN-Modelle des KFKI: Die numerischen Küstenmodelle des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Deutsche Bucht – Abschlußbericht. Die Küste, H. 38, 1983.
- KNOP, F.: Untersuchungen über Gezeitenbewegungen und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau und Grundbau der TH Braunschweig, H. 1, 1961.
- RAMMING, H. G.: Ein numerisches Nordseemodell mit hoher Gitternetzauflösung im Elbemündungsgebiet und in der Elbe. Mitt. der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord, Nr. 23, 1978.
- Rat von Sachverständigen für Umweltfragen: Umweltprobleme der Nordsee – Sondergutachten. Verlag W. Kohlhammer GmbH, Stuttgart, 1980.
- REINECK, H. E. u. SIEFERT, W.: Faktoren der Schlickbildung im Sahlenburger und Neuerker Watt. Die Küste, H. 35, 1980.
- SIEFERT, W., FAHSE, H., MIEßNER, F., RICHTER, H.-H., TAUBERT, A. u. WIELAND, P.: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins – Ergebnisse eines KFKI-Meßprogramms. Die Küste, H. 35, 1980.

- SÜNDERMANN, J. u. HEWER, R.: Mathematisches Modell des Sedimenttransports im nordfriesischen Wattenmeer (unveröffentlicht), 1981.
- YALIN, M. S.: Mechanics of Sediment Transport. Pergamon Press., 1971.
- ZANKE, U.: Neuer Ansatz zur Berechnung des Transportbeginns von Sedimenten unter Strömungseinfluß. Mitt. des Franzius-Instituts, TU Hannover, H. 46, 1977.
- ZANKE, U.: Zusammenhänge zwischen Strömung und Sedimenttransport. Teil 1: Berechnung des Sedimenttransports – allgemeiner Fall. Mitt. des Franzius-Instituts, TU Hannover, H. 47, 1978.
- ZIMMERMANN, J. T. F.: Mixing and flushing of tidal embayments in the western Dutch Wadden Sea, part I and II. Neth. J. Sea Res. 10, 1976.

Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünenabbruch auf Norderney und Langeoog

VON HEIE FOCKEN ERCHINGER

Zusammenfassung

Seit nahezu 130 Jahren verhindert der Mensch durch Schutzwerkbauten an den Westenden einiger Ostfriesischer Inseln den weiteren Dünenabbruch. Am Norderneyer Westkopf mußte dieses Schutzwerk 1951/52 durch die erste Strandaufspülung in Deutschland vor Unterspülung und Zerstörung geschützt werden. Danach wurden dort noch vier weitere Aufspülungen notwendig. Sie konnten auf den Westbereich begrenzt werden, da die strandparallele Sandverfrachtung für den Weitertransport genutzt und so 6 km gefährdete Strandstrecke durch Vorschieben der Brandungszone aktiv geschützt werden konnten. Die Transportgeschwindigkeit nach einer Westkopfaufspülung konnte ermittelt und die Abnahme der Aufspülintervalle als Folge der Sturmfluthäufung deutlich gemacht werden.

Auf der schutzwerklosen Insel Langeoog werden die Strände in der Regel durch die natürliche Platananlandung ausreichend mit Sand versorgt. Dabei treten immer wieder Phasen mit Sandmangel und örtlich begrenzter Strand- und Dünenerosion und bleibender Schutzdünen-schwächung auf. Seit 1971 wurden drei Strandaufspülungen notwendig, die durch Schlauchwerk-stabilisierung oder gezielte Beeinflussung der natürlichen Platananlandung von üblichen Aufspül-maßnahmen abwichen.

Die langjährige Strandvermessung hat es ermöglicht, ein Mindeststrandprofil zur Abschätzung der kritischen Schutzwirkung festzulegen und ein „Vorsorge-Aufspülprofil“ so zu dimensionieren, daß Randdünenabbrüche verhindert werden können.

Summary

Protective structures have been used for over 130 years to prevent dune erosion on the west side of some East-Frisian islands. During 1951/52 the structure on the west end on Norderney had to be protected using dumped sand against underscour and destruction. This procedure has since been repeated four times. The beach fill could be restricted to the western area because the long shore sand transport was sufficient to shift the breaker zone thus protecting a 6 km long endangered beach. The transport velocity following a beach fill could be determined, as well as the reduction in the time period between fills, associated with the frequency of storm surges.

Langeoog Island has no protective structures. Naturally occurring plate deposition is normally sufficient for supplying the beaches with sand. However, phases occur during which a scarcity of sand leads to locally limited beach and dune erosion as well as long term weakening of protective dunes. Artificial beach nourishment has been undertaken three times since 1971. These differ from other fills in their attempt to use stabilizing by sandfilled flexible tubes or alteration of naturally occurring plate deposition.

Long term beach surveys have allowed the estimation of a minimum beach profile deemed necessary for protection as well as the dimensions of a precautionary profile of beach fills necessary to prevent significant dune erosion.

Inhalt

1. Einführung	182
2. Die natürliche Sandversorgung des Norderneyer und Langeooger Strandes.	182
3. Strandaufspülungen auf Norderney	184
3.1 Die erste Strandaufspülung in Deutschland 1951/52	184
3.2 Die zweite Strandaufspülung 1967	186
3.3 Weitere Aufspülungen	187
3.4 Materialbilanz im Westkopfbereich.	188
3.5 Die Sandverfrachtung am Nordstrand	189
3.6 Übersicht und Wertung	191
4. Strandaufspülungen auf Langeoog	192
4.1 Langeoog, die Insel ohne Strand- und Dünenschutzwerke	192
4.2 Strandaufspülung 1971/72 mit stabilisierendem Schlauchwerk aus Kunststoffgewebe	193
4.3 Strandauffüllung durch Steuerung der Platenanlandung 1982	194
4.4 Aufspülung des Nordweststrandes 1984	197
4.5 Übersicht und Wertung	198
5. Mindeststrandprofil zur Abschätzung des kritischen Schutzwertes und Vorsorge-Aufspülprofil zur Verhinderung von Randedünenabbrüchen auf Langeoog	198
6. Schlußbetrachtung	202
7. Schriftenverzeichnis	203

1. Einführung

Seit nahezu 130 Jahren hat der Mensch in die natürliche Entwicklung der Ostfriesischen Inseln eingegriffen und hat insbesondere versucht, die in ständigem Abbruch befindlichen Westenden einiger Inseln durch Bühnen, Strandmauern und Deckwerke festzulegen. Lediglich auf Juist und Langeoog sind keine Bühnen und Dünendeckwerke zu sehen, während die Westenden von Borkum, Norderney, Baltrum, Spiekeroog und Wangerooge durch Schutzwerke gesichert sind. Die nach dem Bau der Schutzwerke weitergehende Erosion der Strände machte im Westen Norderneys seit 1951 fünf Strandaufspülungen notwendig, um ein Freispülen und Unterspülen der Fußsicherungen und Einfassungen von Deckwerken und Bühnen zu verhindern. Aber auch auf den schutzwerkfreien Inseln kommt es zu Sandmangel mit Strand- und Dünenerosion. So waren auf Langeoog seit 1971 drei Aufspülungen auf verschiedenen Strandstrecken notwendig. Wegen der Besonderheiten bei der Ausführung dieser Aufspülungen dürfte ihr weiteres Verhalten von besonderem Interesse sein.

2. Die natürliche Sandversorgung des Norderneyer und Langeooger Strandes

Durch Tideströmung und Brandung wird der Sand entlang den Stränden der Ostfriesischen Inseln von West nach Ost transportiert. An den Seegaten wird diese Bahn unterbrochen. Der Ebbstrom drängt die Platen weit nach Norden bis schließlich der auseinanderfächernde Strom von den Transportkräften der Brandung überwunden werden kann und die Platen sich im Riffbogen wieder dem Nordstrand der nächsten Insel nähern (Abb. 1).

Bei Norderney liegt dieser Anlandungspunkt der Platen vier bis fünf Kilometer östlich des Westkopfes im Bereich der Weißen Düne. Von dort ostwärts herrscht Sandüberschuß, der einen breiten, hohen, sich aufbauenden Strand zur Folge hat. Westlich dieses Anlandungspunktes fehlt der Sandnachschub. Daher bewirken hier die Kräfte der Strömung und Bran-

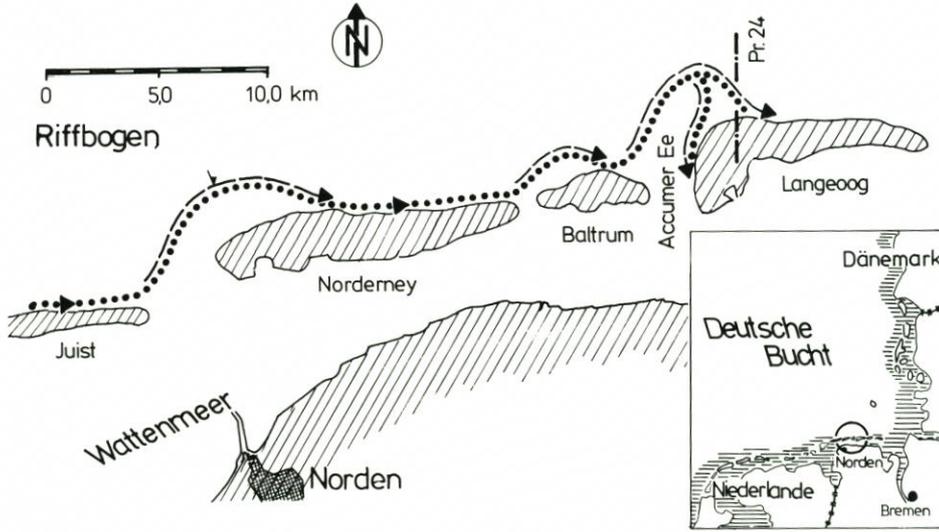


Abb. 1. Küstenparalleler Sandtransport entlang den Nordstränden der Ostfriesischen Inseln

ding die für Sandmangelgebiete typische anhaltende Strand- und Dünenerosion. Besonders schwerwiegend wirkt sich der Strandabtrag an der 25 m tiefen Rinne des Norderneyer Seegats aus. Kurze, bis in 18 m Tiefe reichende Buhnen sichern hier den schmalen Inselsockel. Der Westteil der Insel kann daher nur mit Hilfe von Schutzmaßnahmen gehalten werden.

Vom Ostende lösen sich die Platen, um die kleine Insel Baltrum nur kurz zu tangieren und dann auf dem weiteren Weg nach Langeoog im Riffbogen der Accumer Ee weit nach

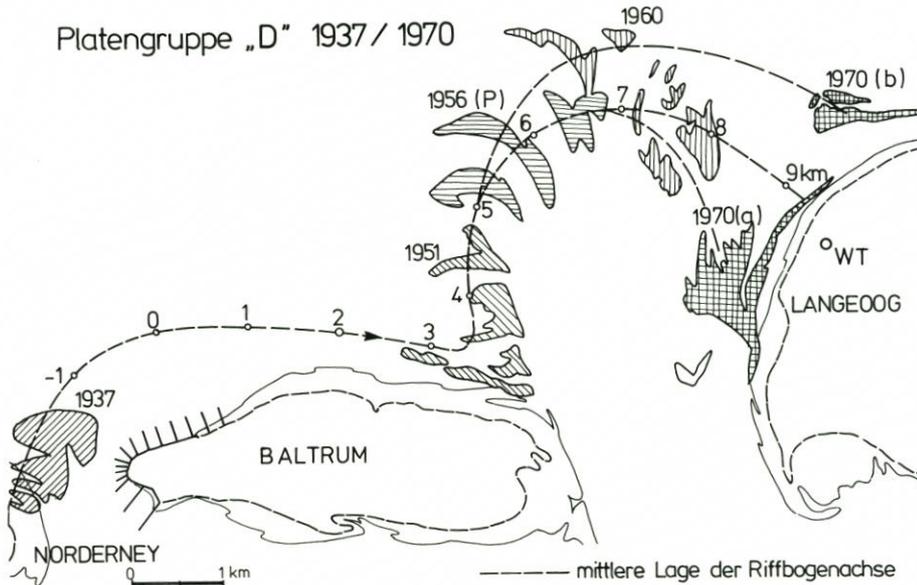


Abb. 2. Verlagerung der Platingruppe „D“ von Norderney bis Langeoog 1937/1970 (nach HOMEIER u. LUCK, 1971) mit einer Verlagerung von i. M. rd. 430 m/Jahr

Norden auszuschnwenken. Die Lage und Stoßrichtung der tiefen Rinne an der Westseite des Seegats hat einen engen Riffbogen zur Folge, so daß die Platen im Nordwesten Langeoogs anlanden und im Regelfall den Nordstrand wie den Nordwest- und Weststrand ausreichend versorgen. Aus diesem Grunde konnte hier bisher auf den Bau von Schutzwerken verzichtet werden (Abb. 2). Aber nicht immer ist die gleichmäßige Verteilung der anlandenden Platen auf den Nord- und den Weststrand gewährleistet. 1970 hat sich beispielsweise die Platingruppe D (HOMEYER und LUCK, 1970) überwiegend nach Süden gewandt, so daß am Nordstrand dem starken Dünenabbruch mit einer Strandaufspülung begegnet werden mußte. Auch in den 80er Jahren mußten die durch Sandmangel bedingten Strand- und Dünenerosionen wiederholt durch Strandaufspülungen ausgeglichen werden.

3. Strandaufspülungen auf Norderney

3.1 Die erste Strandaufspülung in Deutschland 1951/52

Nach dem Untergang der bis zu Beginn des 18. Jahrhunderts zwischen Norderney und Juist gelegenen Insel Buise hatte sich das Norderneyer Seegat in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts so weit an den Westen Norderneys herangeschoben, daß 1857/58 mit dem Bau von massiven Schutzwerken begonnen wurde, um den Ort und die Kuranlagen des bekannten Staatsbades zu sichern. Innerhalb von rd. 100 Jahren wurde dieses Schutzsystem auf rd. 6 km Länge als Strandmauer oder Deckwerk mit 32 Bühnen ausgebaut (Abb. 3). Hiermit konnte dem weiteren Abbruch des Westendes Einhalt geboten werden. Die Erosion des Strandes war damit jedoch nicht beendet.

Nach dem 2. Weltkrieg war der Zustand der Schutzwerke und der angrenzenden Schutzdünen äußerst besorgniserregend. Die ständig weitergehende Strandabnahme führte dazu, daß Deckwerksfußsicherungen und Bühneneinfassungen freigespült und unterspült wurden. Die 1949 eingefallene Ufermauer am Nordstrand wurde durch ein Schrägdeckwerk ersetzt, das erstmals die Neigung 1:4 erhielt. Bis zur Kugelbake am Nordstrand wurde das Schutzwerk bis 1953 auf eine Gesamtlänge von rd. 6 km ausgeweitet. Seit Jahrzehnten gab es Überlegungen, durch gewaltige Strombauwerke, wie den Damm-K4, die Verhältnisse am Westkopf zu verbessern. Außerdem wurde die weitere Verfelsung des Ufers bis 2,5 m unter SKN in Erwägung gezogen.

Mit diesen schwerwiegenden Problemen beschäftigte sich die Arbeitsgruppe Norderney des Küstenausschusses Nord- und Ostsee – Vorgänger des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen. Dieser Arbeitsgruppe gehörten als anerkannte Fachleute des Küsteningenieurwesens die Herren GAYE, Prof. Dr.-Ing. HENSEN, LORENZEN, Dr.-Ing. LÜDERS, PLATE, ROLLMANN, SCHUMACHER und Dr.-Ing. WALTHER an. Sie stellten in ihrer gutachterlichen Stellungnahme vom 24. 8. 1950 das richtungsweisende Ergebnis fest: *„Ein über Tidehochwasser hinaufreichender Sandstrand bildet die beste Sicherung der Uferschutzwerke. Es ist daher in erster Linie anzustreben, einen solchen Strand wiederherzustellen und zu erhalten.“*

Damit wurde erstmals in Deutschland eine Abkehr vom seebautechnischen konstruktiven Wasserbau für den ausschließlich passiven Schutz der Inseln praktiziert und die Wende zum aktiven Schutz durch Schaffung und Erhaltung eines ausreichend hohen und breiten Strandes durch Aufspülung vollzogen. Nach LÜDERS u. LUCK (1976) bezweckt der „aktive Strandschutz“ die Verbreiterung und Erhöhung einer im Abbruch liegenden Strandstrecke, um Brandung und Strömung von Dünen und Inselschutzwerken fernzuhalten.

Der Mut und die Weitsicht dieser Fachleute zwei Jahre nach der Währungsreform

verdient hohen Respekt. In den USA war eine Strandaufspülung zwar schon zehn Jahre früher praktiziert worden, aber für das traditionsbelastete, wirtschaftlich sehr geschwächte Deutschland verdient dieser Entschluß besondere Anerkennung. Nach 35 Jahren ist ein Rückblick auf die Entwicklung und Wirkung dieser und der ihr bisher gefolgt vier weiteren Aufspülungen im Westen der Insel Norderney angebracht.

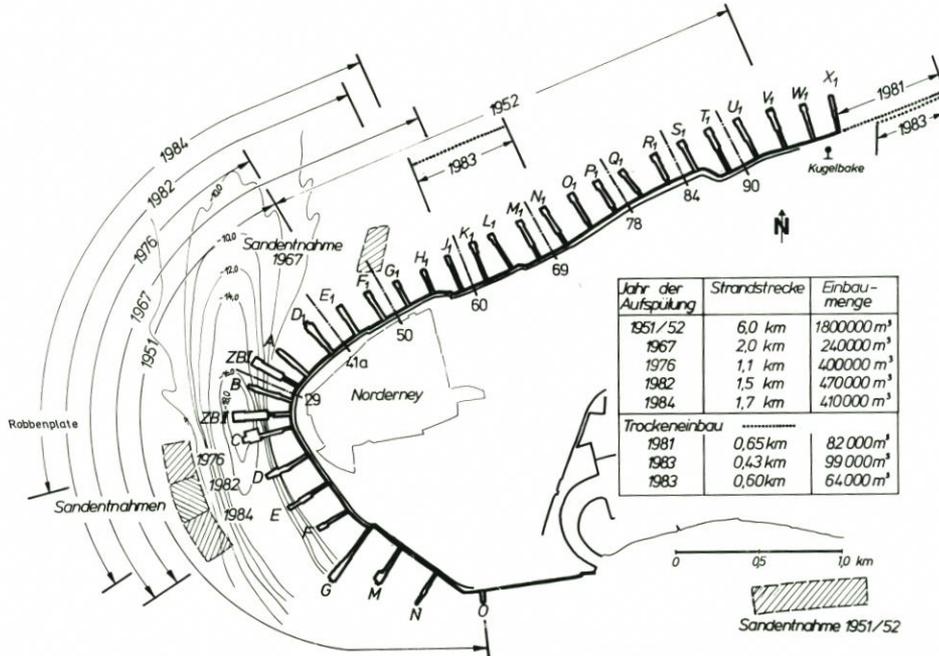


Abb. 3. Westende der Insel Norderney mit Deckwerken und Bühnen sowie Kennzeichnung der Aufspülstrecken und Sandentnahmen der Strandaufspülungen 1951 bis 1984

Die Arbeitsgruppe des Küstenausschusses hat 1950 empfohlen, 1,25 Mio m³ Sand auf rd. 6 km Strandstrecke aufzuspülen. Sie hat weiter ermittelt, daß jährlich etwa 90 000 m³ Sand ergänzt werden müßten, die zweckmäßig in 5- bis 10jährigem Abstand als größere Ergänzungsspülung aufgebracht werden sollten. Als erste Strandaufspülung wurde bereits 1951 und 1952 auf insgesamt 6 km Länge von Bühne 0 bis Bühne V₁ 1,25 Mio m³ Sand eingebaut (Abb. 3). Mit zwei Eimerkettenbaggern wurde der Sand aus dem südlichen Inselwatt gewonnen und mit einem, später mit zwei Spülern aus den Schuten zum Strand gespült. Einschließlich der Spülverluste wurden rd. 1,8 Mio m³ im Schutenaufmaß erfaßt. Am Deckwerk wurde der Sand – abweichend vom Sollprofil – auf 1,5 bis 2,0 m über MThw mit 50 bis 100 m breitem trockenem Strand aufgespült (Abb. 4) (KRAMER, 1959). Zwischen MThw und MTnw stellte sich eine Strandneigung von etwa 1:40 bei dem in seiner Körnung gegenüber dem üblichen Strandsand feineren Material ein (KRAMER, 1959).

Natürlich gab es in den ersten Jahren erhebliche Umlagerungen. Vor allem kurz nordöstlich des Westkopfes, dem Divergenzbereich des Brandungsstromes, wurde der Strand wieder stark abgetragen. Im Westkopfbereich fanden sich 1959 zwischen den Bühnen B und E₁ noch 16 % des aufgespülten Sandes und weiter südlich zwischen den Bühnen D und F noch 61 %.

Der Divergenzbereich des Brandungsstromes dürfte zwischen den Bühnen ZB I und E₁

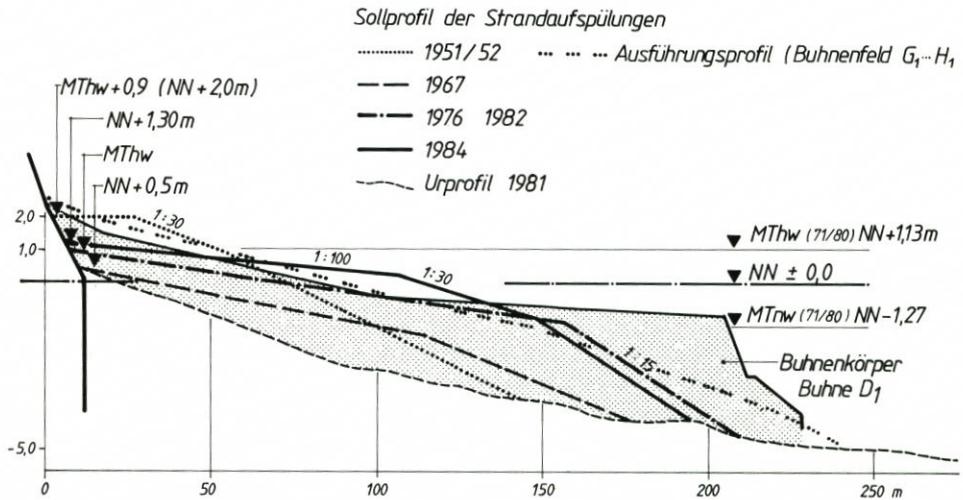


Abb. 4. Sollprofile der Strandaufspülungen 1951 bis 1984 im Bühnenfeld D₁-E₁ (Profil 41a) am Westkopf Norderneys

liegen. Von dort wird der Sand überwiegend durch Brandungsstrom den Strand entlang nach Süden bzw. nach Nordosten, später nach Osten transportiert. Er ergänzt auf dem Transportweg jeweils die unterversorgten Strandabschnitte und bleibt insgesamt für lange Zeit zum Schutze der Insel wirksam. Den stärksten Abtrag kann man nach einer Aufspülung jeweils im Feld D₁-E₁ beobachten.

3.2 Die zweite Strandaufspülung 1967

1967 war der Strand wieder so weit abgetragen, daß eine zweite Aufspülung durchgeführt werden mußte. Unter Verwertung eines finanziell sehr günstigen Nebenangebotes wurde der Sand vor dem Kopf der Buhne G₁ in unmittelbarer Strandnähe entnommen. Das brachte zwar größeren Sand als aus dem Watt, führte aber zu einer Entnahme aus dem Sandmangelgebiet, dessen Baggerloch nur allmählich durch Ablagerungen wieder aufgefüllt wurde (LUCK, 1970). Diese Aufspülung wurde auf das Westende der Insel mit dem wieder am weitesten ausgeräumten Strand zwischen den Bühnen E und K₁ beschränkt. Mit lediglich 240 000 m³ Sand konnte nur ein niedriger und schmaler Strand aufgespült werden, der am Deckwerksfuß eine Sollhöhe von nur NN +0,5 m erhielt. Im Bühnenfeld D₁-E₁ war schon im Sommer danach der eingebrachte Sand wieder weitgehend ausgeräumt.

Diese 1967 erstmals praktizierte konzentrierte Sandeingabe am Westkopf wurde mit geringen Randverschiebungen auch für die weiteren Aufspülungen beibehalten. Von Depotaufspülung kann dabei noch nicht die Rede sein. Vielmehr handelt es sich um die zweckmäßige Form einer konzentrierten Strandaufspülung bei langgestreckten, unterversorgten Stränden mit gerichtetem, strandparallelen Sandtransport. Die rechtzeitige Ergänzung des Sandvorrats im Divergenzbereich dient auch der Versorgung der weiteren Strandabschnitte.

3.3 Weitere Aufspülungen

Nach den sturmflutreichen Jahren 1973 bis 1976 mußte bereits 1976 die dritte Aufspülung in Angriff genommen werden. Zwischen den Bühnen E und E₁ wurden 400 000 m³ Sand eingespült. Erstmals gelang es, das über 20 m tiefe Seegat mit einer Dükerleitung zu kreuzen, so daß der Sand auf der westlich des tiefen Seegats gelegenen Robbenplate gewonnen werden konnte. Damit stand ein dem Strandsand entsprechendes Material mit einem mittleren Korndurchmesser von etwa 0,2 mm zur Verfügung, ja es konnte sogar teilweise größerer pleistozäner Sand mit einem großen Spülbagger gefördert werden.

Der Aufspülquerschnitt wurde gegenüber 1967 deutlich vergrößert und erhielt am Deckwerksfuß eine Sollhöhe von $M_{Thw} = NN + 1,13$ m (Abb. 4). Diese Aufspülung zeigte im Bühnenfeld D₁-E₁ ein sehr günstiges Langzeitverhalten. Erst im Laufe von sechs Jahren wurde der Sand allmählich wieder abgetragen (Abb. 5). Die Bedeutung der Sturmfluten für den Sandtransport macht diese Grafik der Abb. 5 ebenfalls deutlich. In dem nahezu sturmflutfreien Jahr 1979 ist zum Beispiel nur ein geringer Abtrag zu beobachten.

1982 mußte die vierte Strandaufspülung durchgeführt werden, und zwar zwischen den Bühnen D und H₁. Der Nordweststrand im Bereich der Georgshöhe war diesmal wieder stärker ausgeräumt. Die Aufspülung wurde nach dem Sollprofil 1976 wiederholt. Obwohl der Dükerbau mit erheblichem Risiko belastet ist, wurde auch dieses Mal der Sand wieder aus der Robbenplate entnommen, ohne daß in die Tiefenlage des pleistozänen Sandes vorgedrungen werden konnte. Im Winterhalbjahr nach der Aufspülung traten insgesamt über 30 Sturmfluten ein. Die Häufung dieser Sturmtiden und die dadurch hervorgerufene hohe Wellenenergiebelastung hat in diesem ersten Winter nach der Aufspülung über die Hälfte des aufgebrauchten Sandes fortgeräumt. Der Sandtransport scheint bei Sturmfluthäufungen besonders groß zu sein. Da die Platen des Riffbogens durch den Seegang enger Sturmflutfolgen zunehmend abgeflacht werden, nimmt ihre Dämpfungswirkung auf den Seegang bei Sturmfluthäufung mehr und mehr ab.

Bereits 1984 mußte deshalb die fünfte Strandaufspülung durchgeführt werden. Zwischen den Bühnen C und J₁ wurden 410 000 m³ eingebaut. Abb. 4 zeigt das etwas fülligere Strandprofil, das am Deckwerksfuß auf $NN + 1,3$ m aufgespült wurde und von dort auf hundert Meter Breite die Neigung 1:100 erhielt.

Trotz der immer geringer werdenden Zeitspannen zwischen den einzelnen Aufspülungen hat der Sandnachschub auf Teilstrecken des Nordstrandes nicht für eine ausreichende Schutzwerk- und Schutzdünen-sicherung gereicht. Daher wurde es notwendig, 1983 die Bühnenfelder J₁ bis N₁ aufzufüllen und zur Wiederherstellung der Schutzdüne und ihrer Sicherung an der Kugelbake östlich der Bühne X₁ 1981 und 1983 zusammen 181 000 m³ Sand trocken einzubauen. Dieser Sand wurde mit Scrapern, Dumpfern bzw. Lkw östlich der Weißen Düne entnommen und 3 km zur Kugelbake bzw. 6 km zu den Bühnenfeldern J₁ bis N₁ transportiert. Einschließlich dieser Mengen wurden von 1951 bis 1984 3,015 Mio. m³ Sand eingebaut, wie Tab. 1 im einzelnen ausweist.

Die Schutzdünenwiederherstellung an der Kugelbake war nach dem Dünendurchbruch am Neujahrstage 1981 notwendig geworden. Ihm war eine fünfjährige Phase mit starker Erosion vorausgegangen, in der der Strand 2,5 m an Höhe verloren hatte. Erst 1985 setzte wieder eine deutliche Auflandung dieses Strandabschnittes ein, zu dem auch das Material der Strandaufspülung von 1976 beigetragen haben dürfte (s. Abschn. 3.5). Die Auswirkungen mangelnder Sandversorgung waren in diesem Strandabschnitt besonders schwerwiegend, da neben dem fehlenden strandparallelen Sandnachschub auch die in diesem Bereich häufige Anlandung von Platen ausblieb und andererseits die Seegangenergie durch eine breite Rinne im Riffbogen stärker als normal auf den Strand treffen konnte.

Tabelle 1. Hauptmerkmale der Strandauffüllungen auf Norderney von 1951 bis 1984

Jahr	aufgespülte Länge (km)	Strandstrecke Buhnen	Einbaumenge (m ³)	Entnahmeort
1951/52	6,0	O bis V ₁	1 250 000	südl. Inselwatt
1967	2,0	E bis K ₁	240 000	vor Bühnenkopf G ₁
1976	1,1	E bis E ₁	400 000	Robbenplate
1982	1,5	D bis H ₁	470 000	Robbenplate
1984	1,7	C bis J ₁	410 000	Robbenplate
Trockeneinbau:				
1983	0,6	J ₁ bis N ₁	64 000	Strand östl. Weiße Düne
Wiederherstellung und Sicherung der Schutzdüne östl. der Kugelbake:				
1981	0,65		82 000	Strand östl. Weiße Düne
1983	0,43		99 000	Strand östl. Weiße Düne
Gesamtmenge des eingebauten Sandes:			3 015 000*	

*) Nicht erfaßt wurde der versuchsweise Einbau von 17 200 Tonnen Kies am Westkopf (WITTE, 1970).

3.4 Materialbilanz im Westkopfbereich

Vom Divergenzbereich des Brandungsstromes unmittelbar nordöstlich des Westkopfes aus wird vermutlich der überwiegende Teil des aufgespülten Sandes jeweils durch den Brandungsstrom nach beiden Seiten am Strand entlang transportiert. Über die ggf. in tiefere Vorstrandbereiche oder durch die Seegatströmung dem Strand entzogenen Anteile gibt es keine Ermittlungen. Während sich der nach Süden verfrachtete Sand infolge der stark abnehmenden Transportraten bereits am Weststrand zwischen Bühne E und G zu einem breiten Strand häuft, wird der nach Nordosten umgelagerte Sand entlang dem Nordstrand ohne besondere Kumulationsbereiche gleichmäßig weitertransportiert.

Am stärksten ausgeräumt wird jeweils das Bühnenfeld D₁-E₁. In Abb. 5 ist die Materialbilanz im Profil 41a in der Mitte dieses Bühnenfeldes aufgetragen. Dabei ist das jeweilige Strandmaterial des keilförmigen Querschnitts oberhalb des MTnw und seeseits des Deckwerksfußes ermittelt worden. Der Sandvorrat in diesem Strandkeil ist vor einer neuen Aufspülung fast völlig ausgeräumt worden, so daß die MTnw-Linie dann jeweils den Deckwerksfuß erreicht hat und die Fußspundwände bereits teilweise freigespült sind. Ein hohes Schadensrisiko für Deckwerke und Bühnen tritt bereits ein, wenn der Vorrat auf weniger als 50 m³/lfdm abnimmt. Hervorzuheben ist der schnelle Abtrag nach den Strandaufspülungen 1967 und 1982, der offenbar auf eine Häufung von Sturmfluten zurückzuführen ist. Die in Abb. 5 unterhalb der Zeitabszisse aufgetragene jährliche Sturmfluthäufigkeit macht die Wirkung der Sturmfluten auf den Sandabtrag in diesem Bühnenfeld deutlich.

Noch aussagekräftiger ist die Darstellung der Materialbilanz in Abhängigkeit von der Verweildauer von Sturmflutwasserständen über NN + 2,0 m in Abb. 6. Die Verweildauer ist jeweils für ein Sommer- und Winterhalbjahr des gewässerkundlichen Jahres vom 1. 5. bis 30. 4. des folgenden Jahres ermittelt worden, so daß die winterlichen Sturmfluten direkt in ihrer Wirkung auf die Stranderosion verfolgt werden können und außerdem die jeweilige Sturmfluteinwirkung von einem Aufspülungstermin an erfaßt werden kann.

In dieser Abb. 6 ist die Materialbilanz nach den Strandaufspülungen 1976, 1982 und 1984

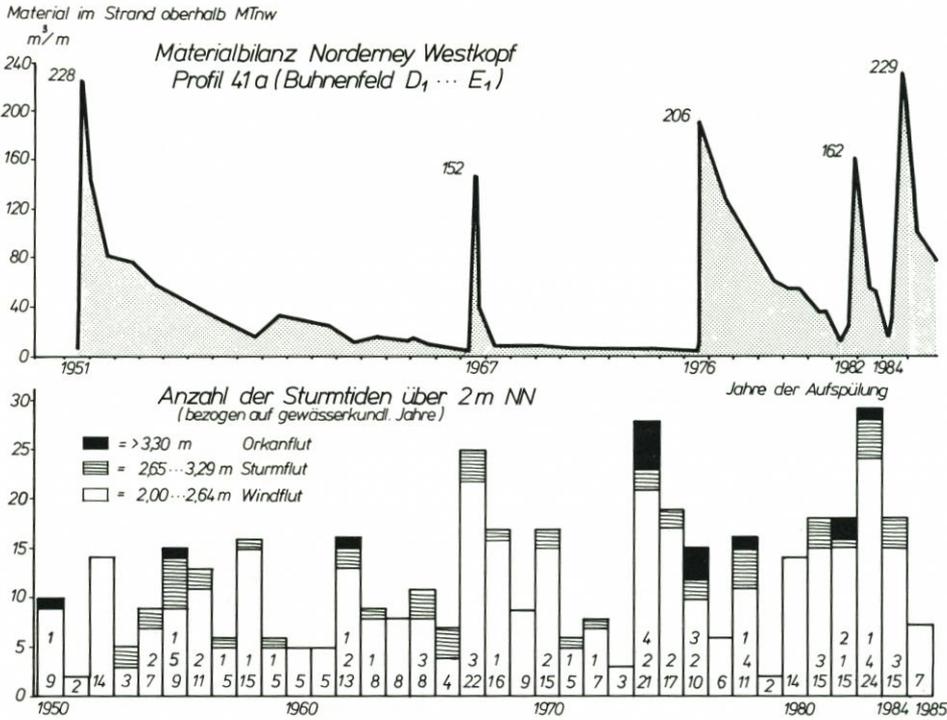


Abb. 5. Materialbilanz im Bühnenfeld D₁-E₁ am Westkopf Norderneys von 1951 bis 1984 und Sturmfluthäufigkeit

für die Profile 29 (B-I) und 41a (D₁-E₁) aufgetragen worden. Sie veranschaulicht auch den stärkeren Abtrag in Bühnenfeld D₁-E₁. Der große Einfluß der sturmflutbedingten Wellenenergiebelastung auf die Transportrate wird durch diese Darstellung untermauert. Zu diesem Ergebnis ist auch PÄTZOLD (1980) bei der Untersuchung des Strandabschnitts Buhne D-D₁ gekommen. Er bestätigt die Materialabnahme nach dem Exponentialgesetz (FÜHRBÖTER, 1974; AUSSCHUSS KÜSTENSCHUTZWERKE, 1981).

3.5 Die Sandverfrachtung am Nordstrand

Eine ausgeglichene Sandbilanz herrscht an Stränden mit schrägem Wellenangriff und daraus herrührendem Sandtransport stets, wenn die Erosionsrate der Auflandungsrate entspricht. Der unmittelbar nach Aufspülungen beobachtete starke Sandabtrag führt in den in Transportrichtung liegenden Nachbarfeldern zu einer höheren Auflandungsrate und somit vorübergehend zu einer deutlichen Strandaufhöhung. Nach jeder Strandaufspülung „wandert“ eine derartige Sandanhäufung den Norderneyer Nordstrand entlang und sorgt in dem jeweiligen Abschnitt für besonders günstige Strandverhältnisse. Die „Wandergeschwindigkeit“ läßt sich aus den Materialbilanzen der einzelnen Bühnenfelder verfolgen, wenngleich im östlichen Strandabschnitt eine gewisse Materialanlandung aus dem Riffbogen nicht auszuschließen ist.

Auf Abb. 7 sind die Materialbilanzen von 1975 bis 1985 am Nordwest- und Nordstrand

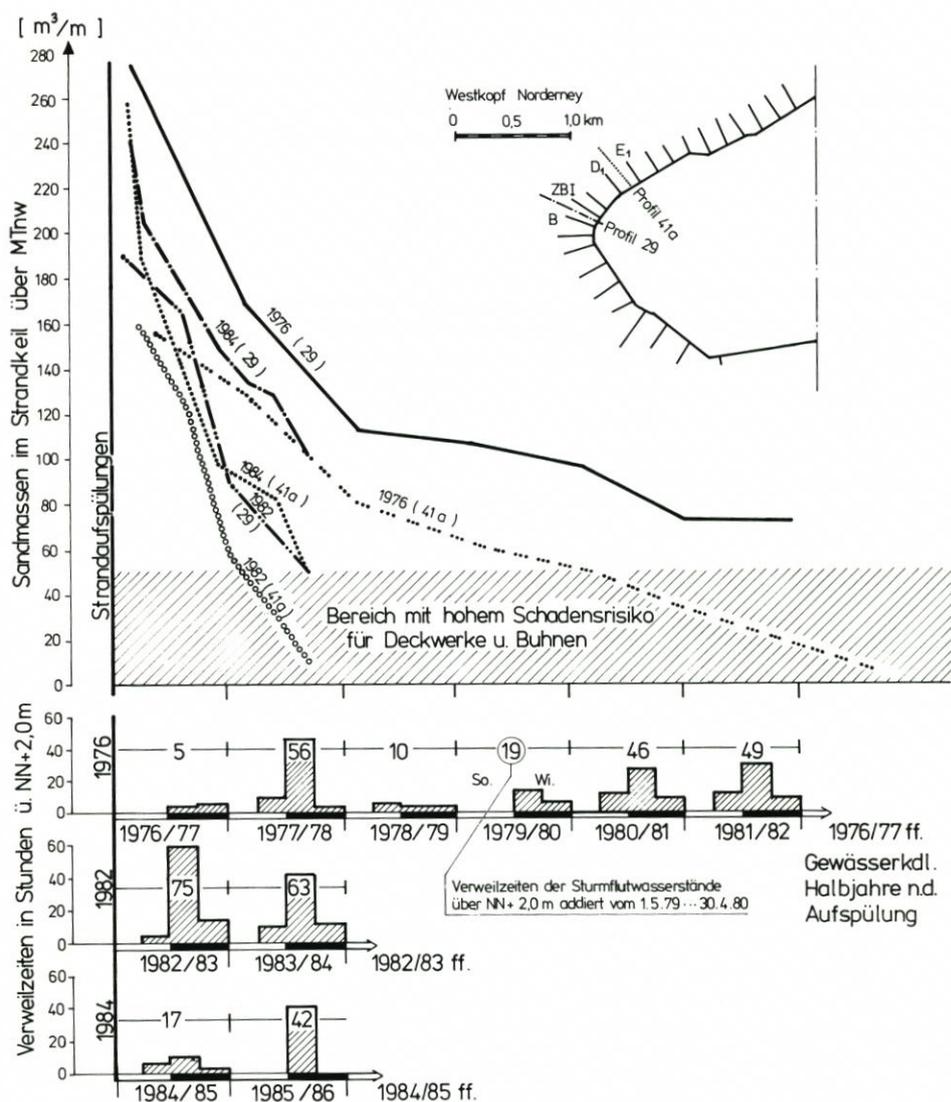


Abb. 6. Materialbilanz in den Bühnenfeldern B-ZBI (Profil 29) und D₁-E₁ (Profil 41a) nach den Strandaufspülungen 1976, 1982 und 1984 im Vergleich mit den Verweilzeiten der Sturmflutwasserstände über NN + 2,0 m, jeweils für die Zeit vom 1. 5. bis 30. 4. – gewässerkundliches Sommer- und Winterhalbjahr – aus den als schraffierte Säulen dargestellten Quartalssummen addiert

in den Bühnenfeldern von D₁-E₁ bis T₁-U₁ aufgetragen worden. Die verstärkte Materialzufuhr nach der Strandaufspülung 1976 hebt sich deutlich in den Materialbilanzen ab. Trägt man die Maximalwerte der Sandanhäufung in den einzelnen Bühnenfeldern in Abhängigkeit von der Zeit auf, so ergibt die in Abb. 7 dargestellte Kurve einen groben Anhalt für die Wandergeschwindigkeit. Die Transportgeschwindigkeit dieser Sandanhäufung auf der 5,23 km langen Strandstrecke vom Bühnenfeld D₁-E₁ bis T₁-U₁ wächst u. a. offenbar mit zunehmender Schräge der Wellenangriffsrichtung und erreicht zwischen den Bühnen G₁ und U₁ etwa 1000 m/Jahr.

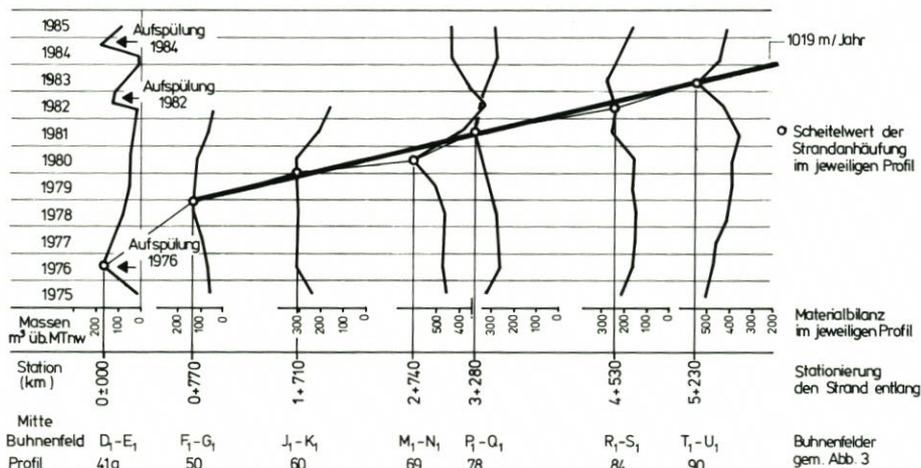


Abb. 7. Sandverfrachtung nach der Strandaufspülung 1976 vom Bühnenfeld D₁-E₁ den Nordstrand entlang bis Bühnenfeld T₁-U₁

Wie die Sandanhäufung nach Aufspülungen, so wandert auch eine Phase stark ausgeräumten Strandes vom Westkopf wie ein „Tal“ den Strand entlang. Das Unterlassen der fälligen Aufspülung am Westkopf führt daher nicht nur dort zu erhöhtem Schadensrisiko, sondern auch auf den dadurch unterversorgten anschließenden Strandbereichen, wie der Schutzdünenabbruch an der Kugelbake gezeigt hat (s. Abschn. 3.3).

3.6 Übersicht und Wertung

Insgesamt sind in den letzten 35 Jahren zur Sicherung der Insel Norderney 3,015 Mio. m³ Sand am Strand eingebaut worden (Tab. 1). Das ergibt nach 1951/52 Ergänzungsauffüllungen von im Mittel 53 000 m³/Jahr. Sie steigen nach den späteren Aufspülungen an, und zwar bis auf 140 000 m³/Jahr nach 1976. Die 1950 geschätzte notwendige Ergänzung von 90 000 m³/Jahr ist für die Zeit nach 1976 um 56 % überschritten worden (Tab. 2). Dieser Anstieg ist vor allem auf die zunehmende Sturmfluthäufigkeit zurückzuführen. Durch die Zunahme der wirkenden Seegangskräfte ist der Prozeß der Verfrachtung und der notwendigen Ergänzung beschleunigt worden. Dabei sind Sturmflut-Wasserstände und ihre Verweildauer, Seegang und ggf. auch die in Sturmfluten infolge der Windverdriftung über dem Juister Watt überwiegend

Tabelle 2. Mittlere Ergänzungsauffüllungen nach der Erstaufspülung 1951/52 und den folgenden Aufspülungen

Ergänzungsaufspülungen*)	Sandmenge (Mio m ³)	Jahre	mittl. Ergänzung (m ³ /Jahr)
1967, 1976, 1982, 1984	1,76	1952 bis 1984	53 000
1976, 1982, 1984	1,52	1967 bis 1984	90 000
1982, 1984	1,12	1976 bis 1984	140 000

*) einschl. Trockeneinbau 1981 bis 1983

seewärts gerichtete Tideströmung im Seegat sowie die seegangsbedingte Abflachung des Riffbogens als „Werkzeuge“ der Sturmfluten mit in Ansatz zu bringen.

Die richtungweisende Entscheidung um 1950 hat sich für Norderney grundsätzlich als richtig erwiesen. Durch Strandaufspülungen konnte die Insel wirksam gesichert werden. Bei einer konzentrierten Materialeingabe am Westkopf auf 1,1 bis 2,0 km Strandstrecke konnten unter Ausnutzung des brandungsbedingten Küstenlängstransportes sechs bis acht Kilometer unterversorgter Strände aufgehöhht sowie Schutzwerke und Schutzdünen gesichert werden.

4. Strandaufspülungen auf Langeoog

4.1 Langeoog, die Insel ohne Strand- und Dünenschutzwerke

Im grundlegenden Unterschied zu Norderney sind bisher auf Langeoog keine Strand- und Dünenschutzwerke notwendig geworden. Der natürliche Sandnachschub durch die regelmäßige Anlandung sorgt seit langem für eine ausgeglichene Sandbilanz am Nord- wie am Nordwest- und Weststrand. Die Lage der tiefen Rinne im Westen der Accumer Ee am steilen Ostufer des Baltrumer Osterhoek und ihre nördlich gerichtete Stoßrichtung bewirken diese gleichbleibend günstige Platanlandung. Ursache für diese Rinnenführung im Seegat ist die Form des Wateinzugsgebietes, von dem rd. 85 % östlich des Seegats zwischen der Insel Langeoog und der Festlandküste liegen und nur 15 % zum Baltrumer Watt gehören (LÜDERS, FÜHRBÖTER u. RODLOFF, 1972).

Aber diese Sandversorgung aus anlandenden Platen kann naturgemäß nicht mit einer solchen Perfektion den brandungsabhängigen Sandabtrag am Strand ergänzen, daß es nicht auch zu gewissen Schwankungen und Störungen in der Sandversorgung einzelner Strandabschnitte kommen könnte. So hat von 1947 bis 1955 ein starker Sandabtrag eine Rückverlagerung des Dünenfußes am Nordweststrand westlich des Wasserturmes (Profil 13) um rd. 20 m/Jahr zur Folge gehabt, bevor in den 60er Jahren ein starker Sandnachschub die Rückgewinnung der Dünen durch althergebrachte Dünenbaumaßnahmen mit dem Setzen von Buschzäunen und dem Pflanzen von Strandhafer teilweise wieder ermöglichte. Am Nordstrand hingegen fehlte zwischen 1960 und 1970 die Sandanlandung, so daß nördlich des Pirolatales ein starker Dünenabbruch mit bis zu 21,5 m/Jahr im Profil 25 eintrat (LÜDERS, FÜHRBÖTER u. RODLOFF, 1972).

Dieser beständige Dünenabbruch löste 1970 umfangreiche Untersuchungen aus. Sowohl HOMEIER und LUCK (1971) als auch LÜDERS, FÜHRBÖTER u. RODLOFF (1972) kamen zu dem Ergebnis, daß eine grundlegende Änderung der Sandverfrachtung durch die Accumer Ee nicht festzustellen sei und daß sich die morphologischen Verhältnisse im Seegat Accumer Ee nicht nachteilig für die Insel Langeoog entwickelt haben.

Auch aus früheren Jahrzehnten sind derartige Abbruchphasen bekannt, die als Folge der bevorzugten Hinwendung einzelner Platengruppen zu einem der beiden Strandabschnitte mit divergierender Transportrichtung zu erklären sind. Die große Bedeutung der Insel als Kurort und Erholungslandschaft, die hohen Gästezahlen, aber vor allem die z.T. strandnahen umfangreichen Bauinvestitionen des Kurortes lassen einen größeren Schwankungsbereich der Randdünen im Interesse der Sturmflutsicherheit und Bestandserhaltung der Insel heute nicht mehr zu.

1971/72 wurde eine Strandaufspülung des Nord- und Nordweststrandes (Profil 16 bis 28) notwendig. 1982 und 1984 mußte jeweils mit kleineren Aufspülungen in örtlich begrenzten Mangelbereichen Sand ergänzt werden.

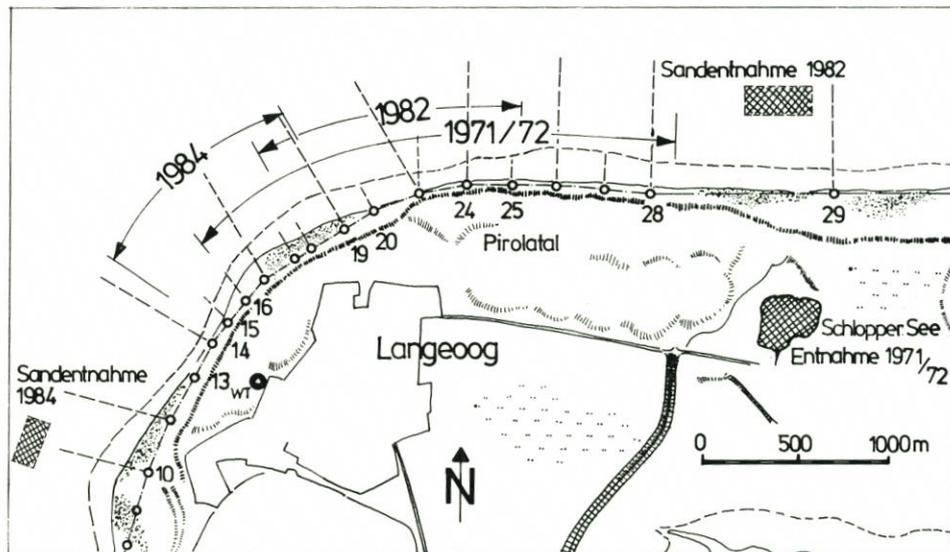


Abb. 8. Westende der Insel Langeoog mit Vermessungsprofilen sowie Kennzeichnung der Aufspülstrecken und der Sandentnahmen der Strandaufspülungen 1971/72 bis 1984

4.2 Strandaufspülung 1971/72 mit stabilisierendem Schlauchwerk aus Kunststoffgewebe

Auf der 2,5 km langen Strandstrecke des Nordwest- und Nordstrandes wurden 1971/72 550 000 m³ Sand aufgespült und mit einem zuvor verlegten Schlauchwerk stabilisiert. 50 bis 70 m vor dem Dünenfuß wurde ein Längswerk aus Zwillingschläuchen mit je 1 m Ø verlegt und in Abständen von durchschnittlich 60 m durch insgesamt 41 Riegel gleichen Durchmessers an den Dünenfuß angeschlossen. Zur Abweisung möglicherweise auftretender Längsströmungen am Schlauchwerk selbst wurden außerdem 80 Querwerke von je 10 m Länge in Abständen von 20 m angeordnet. Auf besonders niedrigen Strandstrecken mit insgesamt 900 m Länge wurde auf dem Zwillingschlauch ein weiterer Einzelschlauch verlegt. Die 50 bis 70 m breite erhöhte Berme zwischen dem Längswerk und dem Dünenfuß konnte die leicht erhöhten Tiden vom Dünenfuß fernhalten und bei Sturmfluten die stark erodierende Kliffbrandung von der gefährdeten Düne abhalten und als natürliche Strandbrandung auf der Berme auslaufen lassen. Bei schweren Sturmfluten mußte zwar noch ein Randdünenabbruch hingenommen werden; das Schlauchwerk erwies sich aber auch dann noch als vorteilhaft, da ein Großteil des abgespülten Sandes in seinen Feldern gehalten wurde und damit zur Sicherung des Dünenfußes erhalten blieb.

Die natürliche Platananlandung hat seit 1972 das Schlauchwerk allmählich eingesandet und anschließend den Strand erhöht und die Rückgewinnung der Randdüne begünstigt.

Bei der starken Strandabnahme Anfang der 80er Jahre trat das Schlauchwerk teilweise wieder zutage. Es zeigte sich, daß das vordere Längswerk offenbar beim Durchwandern von Strandprieln auf Teilstrecken erheblich abgesackt war und streckenweise bis zu einem Meter tiefer als nach dem Einbau lag. Aus diesem Grunde konnte es für eine erneute Aufspülung nicht aktiviert werden.



Abb. 9. Das Schlauchwerk auf dem Strand vor der Randdüne des Pirolatals auf Langeoog (Foto: WSA Norden, 28. 9. 1971)

4.3 Strandauffüllung durch Steuerung der Platananlandung 1982

Auf Langeoog verursachten die Orkanfluten des Winters 1981/82 eine starke Abnahme des Nordstrandes und schwere Dünenabbrüche mit der Gefahr des Dünendurchbruchs zum Pirolatal. Vor der geschwächten Randdüne am Profil 24 lag eine Sandplate etwa 350 m vor dem Strand und näherte sich diesem im spitzen Winkel weiter in östlicher Richtung. Überlegungen ergaben, daß die Gefahr gebannt werden könnte, wenn es gelingen würde, die Richtung dieser Plate zu ändern und sie direkt an den Strand zu steuern.

Der Sand einer Plate am Nordstrand Langeoogs bewegt sich bei dem aus Nordwesten anlaufenden Seegang zunächst auf der Außenböschung der Plate in östlicher Richtung und lagert sich am Ende der Plate ab. Bei steigendem Wasserspiegel wird ein Teil des Sandes außerdem über die Plate gespült und kommt auf der steilen inselseitigen Böschung zur Ablagerung. Durch den Brandungsstrom wird davon ein Teil in der Strandbalje weiter nach Osten transportiert und ebenfalls am Ende der Plate abgelagert (FÜHRBÖTER, 1982). Ein durch die Strandbalje aufgespülter Sanddamm könnte die Längsströmung und damit den Längstransport in der Strandbalje unterbinden und die unmittelbare Platananlandung ermöglichen.

Der Sanddamm wurde durch die Strandbalje mit 130 000 m³ Sand auf 80 cm über MThw aufgespült. Bei den geringen Strömungsgeschwindigkeiten in der Strandbalje bei normalen Tiden mit bis zu 0,4 m/s bereitete das Spülen des 1:25 geböschten Dammes keine Probleme. In seiner Wirkung auf die Brandung ist der Damm in gewisser Hinsicht vergleichbar mit der von FÜHRBÖTER bereits 10 Jahre vorher für Sylt konzipierten Sandbuhne (FÜHRBÖTER, 1973).

Für die äußere Verstärkung der Randdüne wurden auf den oberen Strand 100 m³/lfdm auf 1300 m Länge, zusammen also noch einmal 130 000 m³ Sand aufgespült. Die Schwachstelle wurde zusätzlich an der Rückseite aufgefüllt und mit Strandhafer bepflanzt. Der Sand dieser Aufspülmaßnahme wurde 2 km östlich aus dem gutversorgten Vorstrandbereich entnommen; er entsprach damit der üblichen Strandkörnung von $d_{50} \sim 0,2$ mm.

Die beabsichtigte Wirkung des Sanddammes trat in vollem Umfange ein. Auf Abb. 11 sind die Umrisse der Plate und des Dammes nach der Aufspülung im Juli 1982 in ihrem



Abb. 10. Blick auf Langeoogs Nordwesten mit sich annähernden Platen und dem neugespülten Sanddamm durch die Strandbalje (Foto: Kolde, Juli 1982, freigegeben d. d. Bez.-Reg. Weser-Ems, Nr. 115/884)

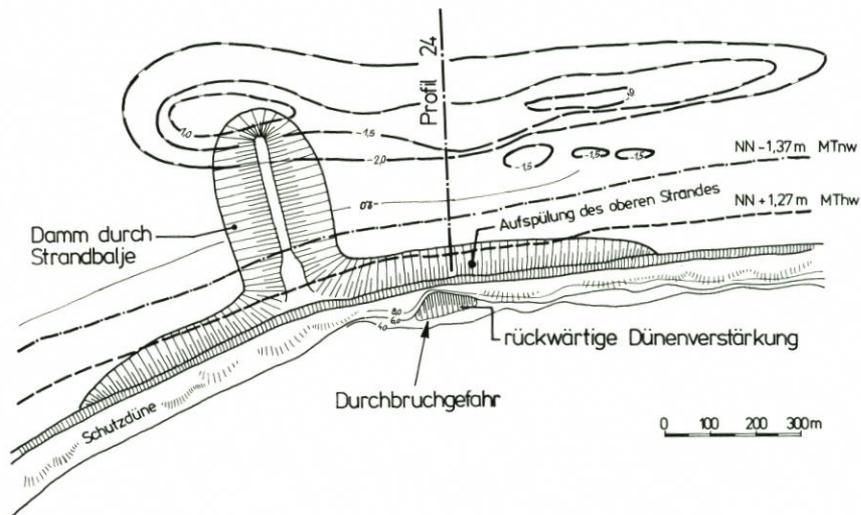


Abb. 11. Lageplan mit aufzuspülendem Damm durch die Strandbalje zur Plate und geplante Aufspülung des oberen Strandes 1982

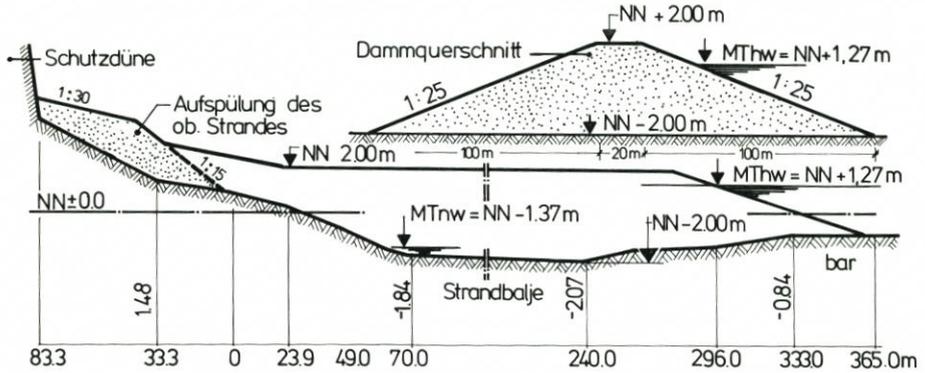


Abb. 12. Aufgespülter Sanddamm durch die Strandbalje zur Plate in Längs- und Querschnitt

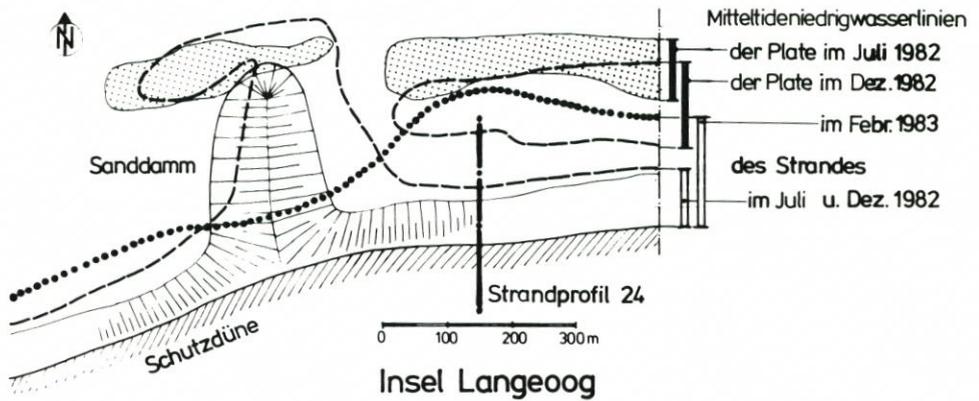


Abb. 13. Anlandung der Plate und Auflandung des Strandes nach Vermessungen im Juli 82, Dez. 82 und Febr. 83

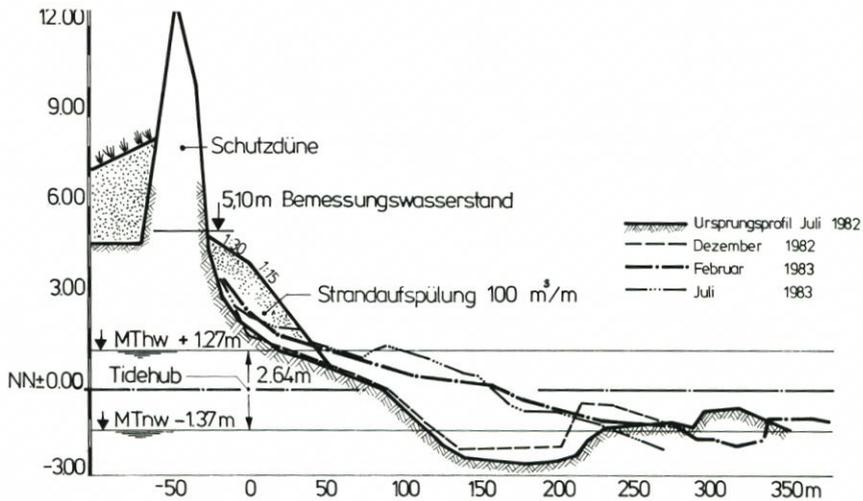


Abb. 14. Querschnitte durch Strand und Schutzdüne mit der anlandenden Plate nach Profilmessungen im Juli 1982, Dez. 82, Febr. 83 im Profil 24

Ursprung dargestellt. Im Dezember hat die Plate sich bereits deutlich direkt nach Süden zum Strand bewegt, während der Damm eine Schwenkung in östliche Richtung vollführt hat. Nach zahlreichen Sturmfluten haben sich Plate und Damm bis Februar 1983 unmittelbar am gewünschten Profil 24 voll an den Strand angelagert, wie die punktierte Linie zeigt (Abb. 13).

Auch der im rückwärtigen Bereich aufgefüllte Strandquerschnitt macht die Entwicklung deutlich (Abb. 14). Vom Juli bis Dezember ist die Aufspülung des oberen Strandes durch zahlreiche Sturmfluten weitgehend erodiert; die Plate hat sich etwas strandwärts verschoben. Bis Februar 1983 ist die Plate voll auf den Strand gewandert und hat diesen deutlich erhöht und verbreitert (Abb. 15) (ERCHINGER, 1984).

Unter Ausnutzung der natürlichen Transportkräfte konnte mit dem relativ geringen Einsatz von 1,0 Mio. DM die Erosionsphase überbrückt und die Sicherheit für Langeoog wieder hergestellt werden. Die Anlandung weiterer Platen hat inzwischen den Strand weiter aufgehöhht und den Wiederaufbau der Randdüne ermöglicht.

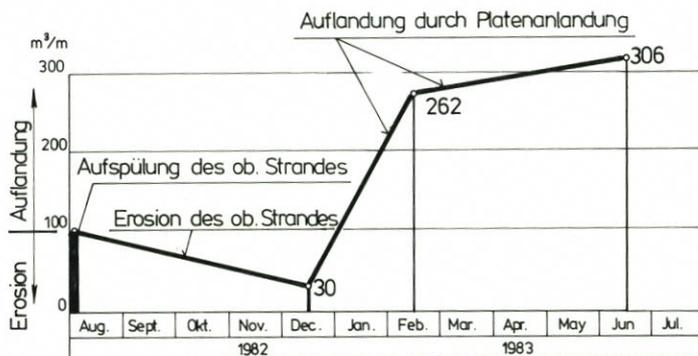


Abb. 15. Bilanz in Profil 24 – Erosion der Aufspülung des oberen Strandes bis Dez. 82 und anschließende Auflandung durch Anlandung der Plate

4.4 Aufspülung des Nordweststrandes 1984

In den beiden Winterhalbjahren 1982–1984 ereigneten sich zahlreiche Sturmfluten. Am Pegel Norderney wurden vom 1. 5. 1982 bis 30. 4. 1984 Verweilzeiten von Sturmflut-Wasserständen über NN + 2,0m von insgesamt 138 Stunden ermittelt (Abb. 6).

Am Nordweststrand Langeoogs zeichnete sich nach 1982 deutlich eine Erosionsphase ab (s. Zeit-Weg-Diagramm im Prof. 16 – Abb. 16). Daher verursachten diese Sturmfluten erhebliche Dünenabbrüche und machten 1984 eine Sicherung dieser unmittelbar vor dem Ort gelegenen Randdüne dringend erforderlich. Da sich eine niedrige Plate diesem Strandabschnitt näherte, wurde auch in diesem Fall zusammen mit der Aufspülung des oberen Strandes ein Sanddamm durch die Strandbalje gespült. Der aufgespülte, relativ feine Sand konnte 1,7 km südwestlich der Einbaustelle gewonnen werden.

Wie 1982 lagerte sich die niedrige Plate wie gewünscht an den Strand. Doch der den feinen Sand besonders stark erfassende Brandungsstrom des mangels vorgelagerter Platen nur wenig geschwächten Seegangs und das Ausbleiben weiterer Platenanlandungen in diesem Strandabschnitt haben zu einer erneuten starken Abnahme des oberen Strandes geführt. Da das Luftbild aus der Riffbogenbefliegung 1985 auch in naher Zukunft keine anlandenden Platen vor dem Nordweststrand erkennen läßt, ist zur Abwendung weiterer Dünenabbrüche

unmittelbar vor dem Kurzentrum und Ortskern eine weitere Aufspülung erforderlich (Abb. 16).

4.5 Übersicht und Wertung

Die Entwicklung hat den Gutachtern (LÜDERS, FÜHRBÖTER u. RODLOFF, 1972) recht gegeben. Mit gelegentlichen Ergänzungen der natürlichen Sandversorgung durch Strandaufspülungen konnte der Schutz der Insel sichergestellt werden, so daß der Bau eines Deckwerkes nicht erforderlich wurde. Dabei konnten die natürlichen Transportkräfte der Brandung zur gezielten Platananlandung genutzt und die Aufspülmengen reduziert werden.

Tabelle 3. Hauptmerkmale der Strandaufspülungen auf Langeoog von 1971 bis 1984

Jahr	aufgespülte Länge (km)	Strandstrecke Profil	Einbaumenge (m ³)	Entnahmeort
1971/72	2,5	16 bis 28	550 000	Dünengebiet im Großen Schlopp (heutiger Schlopper See)
1982	1,3	19 bis 25	260 000*)	Vorstrand nördl. des Schlopper Sees
1984	1,0	14/15 bis 20	290 000*)	Seegat westlich Profil 10
Insgesamt aufgespült von 1971 bis 1984:			1 100 000	

*) einschl. Sanddamm durch Strandbalje.

Ein grober Wirtschaftlichkeitsvergleich verstärkt noch die Vorzüge dieses Verfahrens. Die in 15 Jahren für die drei Aufspülungen – 1971 einschl. Schlauchwerk – aufgewendeten Kosten in Höhe von rd. 6 Mio. DM betragen nur einen Bruchteil eines 2,5 km langen, schweren Deckwerkes und bleiben sogar weit hinter einer für die Deckwerksbaukosten anzusetzenden Zinslast für diese Zeitspanne. Die Maßnahme von 1971/72 allein verursachte mit rd. 4 Mio. DM lediglich Kosten in Höhe von etwa 10 % eines Deckwerksbaues.

5. Mindeststrandprofil zur Abschätzung des kritischen Schutzwertes und Vorsorge-Aufspülprofil zur Verhinderung von Randdünenabbrüchen auf Langeoog

Langeoogs Schutzdünen sind nicht durch Schutzwerke gesichert und sind daher durch Sturmfluten leichter verletzbar. Die den Ort und das Pirolatal schützenden Dünen haben durch den starken Abbruch von 1947 bis 1955 am Weststrand bzw. von 1960 bis 1970 am Nordstrand erheblich an Substanz verloren. Zur Erhaltung ihrer Schutzfunktion bei sehr schweren anhaltenden Belastungen kann eine weitere Schwächung im Bereich der Ortslage nicht hingenommen werden. Die diesen Dünen vorgelagerten Strände sind daher stets so hoch zu halten, daß ein nennenswerter Dünenabbruch nicht eintreten und der Dünenfuß durch Dünenbaumaßnahmen gesichert werden kann.

Es stellt sich folglich die Aufgabe, das zum Schutz der Randdüne erforderliche Strandprofil zu dimensionieren. NIEMEYER (1985) hat zur rechnerischen Ermittlung von Sturmprofilen an Randdünen und Stränden einige in den Niederlanden entwickelte Berechnungsverfahren

ren (TAW, 1972; BAKKER, 1979; Waterloopkundig Laboratorium, 1982) auf Sturmprofile der Ostfriesischen Inseln übertragen und geprüft. Diese Berechnungen ergeben das bei Sturmfluten ausgeräumte Strand-Dünen-Profil in Abhängigkeit u. a. vom Seegang und der dadurch bedingten Brecherlinie.

Bekanntlich werden in schweren Sturmfluten selbst hinter hohen, breiten Stränden die Dünen angeschlagen. Das Sturmflutprofil eines Strandes wird stets im oberen Bereich ausgeräumt und der dort abgetragene Sand wird seeseits abgelagert. Während der Frühjahrs- und Sommermonate wird bei hohen, breiten Stränden ein solches Sturmflutprofil wieder zurückgeformt. Durch aeolischen Transport wird der angeschlagene Dünenfuß – häufig durch Dünenbaumaßnahmen unterstützt – dann aufgefüllt. Auf Abb. 16 läßt sich erkennen, daß selbst Orkanfluten wie 1962, 1973 (fünf) und 1976 (zwei) keinen bleibenden Rückgang des Dünenfußes (NN + 3,0-m-Linie) verursacht haben. Diese Berechnungsverfahren ergeben damit keinen unmittelbaren Anhalt für die Notwendigkeit einer Strandaufspülung. Aus dem Zeit-Weg-Diagramm (Abb. 16) über die Strandentwicklung seit 1920 läßt sich erkennen, daß Sturmfluten die jeweils vorherrschenden Prozesse der Strandveränderung nur beschleunigt haben. In Auflandungs- wie in Erosionsphasen wird durch den stärkeren Eintrag an Seegangenergie die Sandbewegung beschleunigt und die vorherrschende Auflandung oder Erosion verstärkt. Der Randdünenabbruch ist dabei um so größer, je schmaler und niedriger der Strand ist.

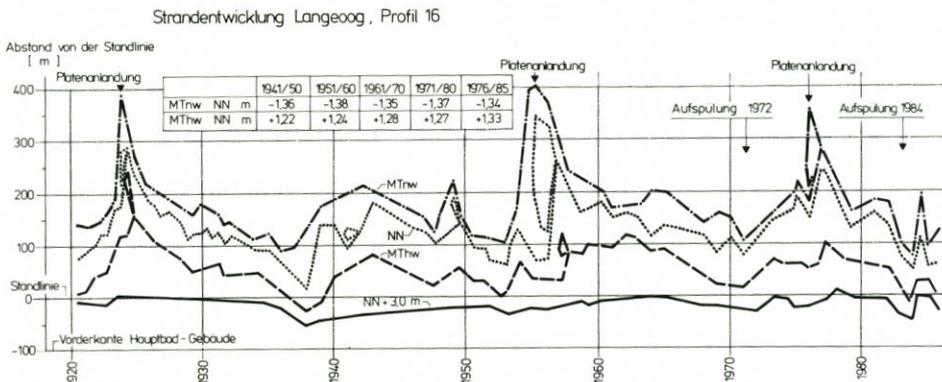


Abb. 16. Strandentwicklung vor dem Hauptbad Langeoogs im Profil 16 – Zeit-Weg-Diagramm seit 1920

Entscheidend für den Bestand der Randdüne ist weniger die einzelne Sturmflut als vielmehr der Zustand des Strandes. Dieser Zustand kann nach ERCHINGER (1975) in einen Strand mit Sandüberschuß (Typ 1), ausgeglichener Sandbilanz (Typ 2) oder Sandmangel (Typ 3) typisiert werden. Nach den Sturmfluten im Herbst 1973 konnten auf Spiekeroog folgende kennzeichnenden Größen für die drei Randdünen-Strand-Typen bei dem mittleren Korn-durchmesser von 0,2 mm gefunden werden:

	Typ 1	Typ 2	Typ 3
Abstand von der MThw-Linie zum Dünenfuß	110 m	65 m	20 m
Strandneigung zwischen MThw und MTnw – 1 m	1:90	1:60	1:40

Die weitere Entwicklung hat gezeigt, daß für das Profil 2 (Typ 2) wahrscheinlich schon 1973 die Erosionsphase eingesetzt hatte und die Werte daher an der unteren Grenze bzw. dem Übergang zu Typ 3 liegen.

Für das Langeoog-Profil 16 (Abb. 8) am Nordweststrand sind aus dem Zeit-Weg-Diagramm (Abb. 16) für 12 einzelne Jahre die die Strandgeometrie kennzeichnenden Grunddaten ermittelt worden (Tab. 4). Neun dieser Jahre fallen in Erosionsphasen, während drei zu Zeiten mit Randdünenanwachs gehören. Die Daten der Erosionsphasen sind in der Überzahl, um aus ihnen die Grenzkriterien für den Randdünenrückgang herleiten zu können.

Tabelle 4. Kennzeichnende Werte der Strandgeometrie des Strandprofils 16 auf Langeoog in einzelnen Jahren mit Erosion oder Anwachs*)

Jahr	Erosionsphasen mit Randdünenabbruch									Randdünenanwachs		
	1926	1932	1936	1937	1952	1965	1968	1979	1982	1940	1943	1946
Abstand NN \pm 0 bis MThw: a [m]	65	80	57	50	55	50	80	60	80	100	100	90
Strandneigung 1:n zwischen NN u. MThw: n	53	65	47	41	44	39	63	45	60	82	82	74
	Neigung des oberen nassen Strandes i. M. 1:49									i. M. 1:79		
Abstand NN \pm 0 bis NN + 3,0 m: b [m]	110	125	90	80	92	140	130	105	140	183	215	155
Abstand MTnw bis NN: c [m]	38	35	23	55	30	55	30	40	45	48	20	35
Strandneigung 1:m zwischen MTnw u. NN \pm 0: m	28	26	17	40	22	41	22	30	34	35	15	26
	Neigung des nassen Strandes i. M. 1:27									i. M. 1:22		
Verschiebung der NN + 3,0 m-Linie (- = Abbruch) [m/Jahr]	-3	**)	-17	-17	-12	**)	-5	-15	**)	+13	+3	+3

*) entnommen aus dem Zeit-Weg-Diagramm (Abb. 16)

***) im Sommer durch Dünenbaumaßnahmen wieder ausgeglichen

Nach Tab. 4 konnte eine Randdünenentwicklung in Abhängigkeit von folgenden die Strandgeometrie kennzeichnenden Größen ermittelt werden:

- Abstand zwischen NN- und MThw-Linie = a
 - Strandneigung zwischen NN- u. MThw-Linie = 1:n
 - Abstand zwischen NN- und NN + 3,0-m-Linie (Dünenfuß) = b
- Vergleichsweise ist ferner der wenig aussagekräftige Wert
- Abstand zwischen NN- und MTnw-Linie = c

eingetragen worden.

Die kennzeichnenden Werte betragen in Zeiten

der Stranderosion und des
Randdünenabbruchs

a < 90 m

1:n = 1:40 bis 1:65

b < 150 m

der Auflandung und des Rand-
dünenanwachses

a > 90 m

1:n = 1:74 u. flacher

b > 150 m

Das Mindeststrandprofil mit Grenzwerten für einen Randdünenrückgang kann somit mit

$$a = 90 \text{ m, } n = 70 \text{ und } b = 150 \text{ m}$$

beschrieben werden (Abb. 17).

Die Neigung des unteren nassen Strandes zwischen MTnw und NN \pm 0 schwankt

infolge von Priel- und Platenverschiebungen stark und läßt keinen systematischen Zusammenhang mit den sedimentologischen Bedingungen des Strandabschnitts erkennen.

Das oben beschriebene Mindestprofil wird in Erosionsphasen weiter abgetragen werden und bietet schon bald keinen ausreichenden Schutz mehr. Zur Vorsorge gegen zu erwartende Stranderosion ist dieses daher bei einer Strandaufspülung um den zu erwartenden Strandabtrag höher aufzuspülen.

Aus dem Zeit-Weg-Diagramm lassen sich auch die Erosionsraten ermitteln. Von 1934 bis 1938 wich die MThw-Linie um 88 m, i. M. um 22 m/Jahr, zurück. Bei der Neigung des oberen nassen Strandes von 1:47 im Jahre 1936 ergibt sich somit eine flächenhafte Erosion von nahezu 0,5 m/Jahr. 1982 bis 1984 war der Rückgang aufgrund der Sturmfluthäufung noch größer.

Um während einer starken Erosionsphase den Sandverlust von zwei Jahren zusätzlich durch Stranderhöhung vorzuhalten, muß das oben entwickelte Mindestprofil zur Verhinderung von Randdünenabbrüchen daher noch um mindestens 1,0 m auf ein „Vorsorgeprofil“ erhöht werden.

Ob nach zwei Jahren wieder natürlicher Sandnachschub zu erwarten ist, läßt sich im allgemeinen nicht vorhersagen, aber mit Hilfe regelmäßiger Vermessungen, Peilungen und Luftbildaufnahmen doch abschätzen. Bei besonders ungünstiger Situation ist ggf. durch erhöhte Aufspülmengen eine Vorsorge für eine längere Zeit zu treffen.

Mit Hilfe dieser Ermittlung kann somit das Mindestprofil und das Vorsorgeprofil für eine Aufspülung von Langeoogs Nordweststrand entwickelt werden (Abb. 17). Während das Mindestprofil die Abschätzung eines kritischen Strandzustandes ermöglicht, dient das Vorsorgeprofil der Dimensionierung der Aufspülung.

Auf Langeoog kann ein derartig breites, flachgeneigtes Strandprofil aufgespült werden, da

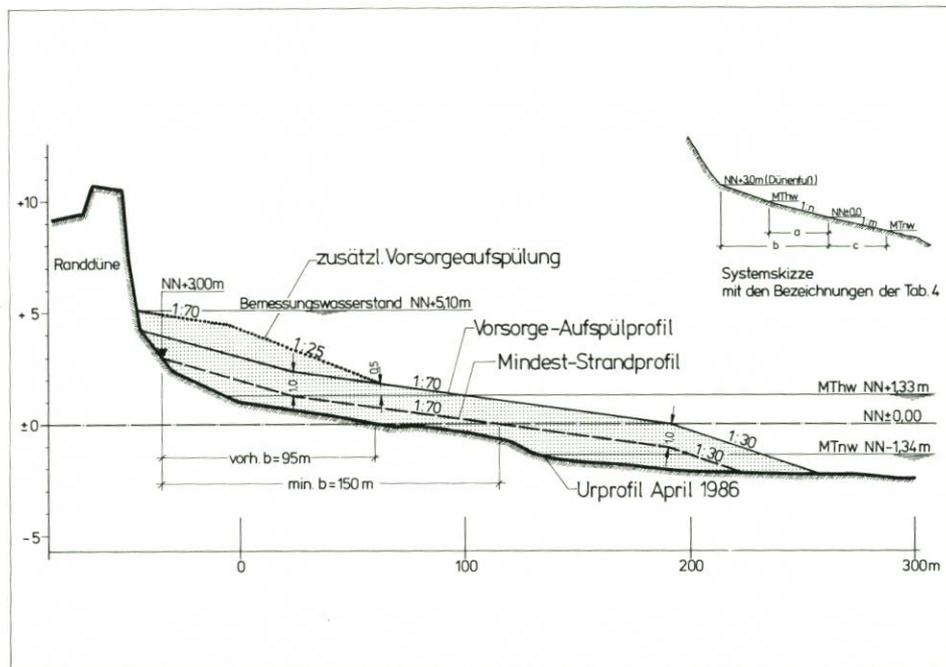


Abb. 17. Mindest-Strandprofil als Kriterium für eine erforderliche Strandaufspülung und Vorsorge-Aufspülprofil zur Verhinderung von Randdünenabbrüchen im Profil 16 der Insel Langeoog

der Unterwasserstrand recht flach geneigt ist. Das flachgeneigte Profil erfüllt für den aktiven Strandschutz die günstigste Wirkung, da es die Brandungszone weiter vorverlegt. Bei derartigen Gegebenheiten dürfte sich daher ein Aufspülprofil anbieten, das mit flacher Neigung den natürlichen Verhältnissen besonders nahe kommt. Bei steilen und tiefen Vorstränden dürfte dagegen eine Bevorratung in Form eines „Verschleißkörpers“ auf dem oberen Strand (Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, 1985) geeigneter sein.

Die Entwicklung des Mindest- und des Vorsorge-Strandprofils sind beispielhaft am Profil 16 auf Langeoog vorgenommen worden. Da die Strandentwicklung entscheidend von den örtlichen hydrologischen und sedimentologischen Bedingungen und dabei besonders von der Stärke und Richtung des Seegangs und der Sandkörnung abhängig ist, können diese Ergebnisse nicht ohne weiteres verallgemeinert werden. Eine vergleichende Untersuchung unterschiedlicher Strände wird daher für eine allgemeingültige Festlegung notwendig sein.

6. Schlußbetrachtung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die richtungweisende Entscheidung von 1950 sich bestätigt hat und nicht nur auf Norderney, sondern auch auf Langeoog Strandaufspülungen für den Schutz der Insel sich bewährt haben. In beiden Fällen wird durch Aufspülungen der Sand ergänzt, der zeitweilig (Langeoog) oder dauernd (Norderney) notwendig ist, um die durch Tideströmung und Brandung verursachte Sandverfrachtung auszugleichen.

Für Norderney hat sich gezeigt, daß eine ausreichende und rechtzeitige Sandeingabe am Westkopf die wirtschaftlichste Sicherung der gesamten sechs bis acht km langen Schutzwerk- und Dünenstrecke bis zum Platananlandungspunkt darstellt. Dazu genügt im Aufspülbereich am Deckwerksfuß eine Strandhöhe von etwa $NN \pm 0$. Im Interesse einer gewissen Bevorratung und Verlängerung der Aufspülintervalle wird der Strand jedoch jeweils bis etwa MThw aufgespült.

Auf Langeoog konnten die Randdünenabbrüche am ortsnahen Nord- und Nordweststrand durch die Aufspülungen seit 1971 weitgehend aufgehalten werden. Durch rechtzeitiges Aufspülen sollte für die Zukunft ein weiterer Abbruch der bereits stark geschwächten Randdünen verhindert werden. Durch Bestimmung des Mindestprofils kann die Gefahr eines weiteren Abbruchs rechtzeitig erkannt werden. Aufzuspülen ist dann nicht nur das Mindestprofil, sondern das höhere Vorsorgeprofil mit Überhöhung für zu erwartenden Abtrag.

Auf der Insel Sylt ist vor gefährdeten Randdünenstrecken ein Sandvorrat in Form eines sogenannten „Verschleißkörpers“ aufgespült worden (Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, 1985). Auch auf Langeoog kann ein mit Vorsorgeprofil aufgespülter Strand den gefährdeten Bereich aktiv gegen weiteren Abbruch während der winterlichen Sturmfluten sichern. Auf diese Weise kann für Dünenküsten die gleiche Sicherheit vor Substanzverlust geschaffen werden, wie sie scheinbar – kurzfristig gesehen – schwere Schutzwerke bieten. Der Vorteil der natürlichen Strand- und Dünenlandschaft ohne Schutzwerke und ihre nicht zu vermeidenden Nebenwirkungen läßt sich auf diese Weise erhalten, ohne daß auf einen hohen Grad an Sicherheit gegen Sturmflutabbrüche verzichtet werden muß. Strandaufspülungen für den Schutz der Inseln bestätigen damit ihre Überlegenheit gegenüber althergebrachten bautechnischen Schutzwerken.

Um nicht nur auf gefährdenden Strandabtrag schnell zu reagieren, sondern der notwendigen Vorsorge nachkommen zu können, sind regelmäßige Strandvermessungen und Riffbogenbefliegungen vorzunehmen. Eine sorgfältige Auswertung der natürlichen Strandentwicklung

und Platenbewegung bestimmen Zeitpunkt, Art und Umfang des Eingreifens. Natürliche Abläufe des Sandtransportes können unter Umständen beeinflußt und nutzbar gemacht werden.

Sowohl für Norderney (KRAMER, 1959) wie auch für Langeoog (LÜDERS, FÜHRBÖTER u. RODLOFF, 1972) sind Verfahren zur regelmäßigen Sandeingabe durch eine fest installierte Spülanlage vorgeschlagen worden. Ob der Vorteil des schnellen Handelns die in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht zu lösenden Schwierigkeiten aufwiegt, wäre noch eingehend zu untersuchen. Bei jeweils kurzfristig möglicher Eingabe über eine fest installierte Anlage kann die Vorsorgemenge entsprechend geringer gehalten werden.

In dem jetzt anlaufenden, vom BMFT geförderten Forschungsvorhaben des KFKI werden die komplexen Vorgänge der Sandverfrachtung durch Strömung und Brandung auf Norderney näher untersucht werden. Aufgrund weiterer Erkenntnisse dürfte eine Optimierung von Strandaufspülungen nicht nur der Sicherung der Insel Norderney, sondern allen Schutzvorhaben an erodierenden Strand- und Dünenküsten zugute kommen. Das Ziel wird sein, die Sandverfrachtung in ihrer Abhängigkeit von Seegangsenergie, Wellenrichtung und Wasserstand zu quantifizieren, die Aufspülprofile zu optimieren, den Einfluß der Körnung des Eingabematerials zu erforschen sowie ein Verzögern des Strandabtrages im Westkopfbereich Norderneys durch fülligere Aufspülprofile oder durch seegangsbeeinflussende Bauanlagen zu untersuchen. Auch die Möglichkeit, durch fest installierte Spülanlagen jeweils kurzfristig gezielt Sand auf den Strand zu spülen, soll in diesem Zusammenhang in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht mit untersucht werden.

7. Schriftenverzeichnis

- AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM (Fr. H. Andresen): Fachplan Küstenschutz Sylt. Dienstbericht, Husum 1985.
- AUSSCHUß KÜSTENSCHUTZWERKE der HTG und DGEG: Empfehlungen D der EAK 1981: Strandauffüllungen als Küstenschutz. Die Küste, H. 36, 1981.
- BAKKER, W. T.: Calculation of Dune Erosion during Storm Conditions. Rijkswaterstaat - Advisory Department at Flushing. 's-Gravenhage, 1979.
- DETTE, H. H.: Wellenmessungen und Brandungsuntersuchungen vor Westerland/Sylt. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 40, 1974.
- EDELMAN, T.: Dune Erosion during Storm Conditions. Proc. 11th Conf. on Coastal Engineering, London, 1968.
- ERCHINGER, H. F. u. SNUIS, G.: Kunststoffgewebesläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden, H. 1, 1972.
- ERCHINGER, H. F.: Protection of Sandy Coasts in Dependence of the Dune-Beach-Type. Proc. 14th Conf. on Coastal Engineering, Copenhagen, 1974.
- ERCHINGER, H. F.: Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil. Die Küste, H. 27, 1975.
- ERCHINGER, H. F.: Beach Fill by Turning the Course of Sandbars. Proc. 19th Conf. on Coastal Engineering, Houston/Texas, 1984.
- FRANZIUS, Otto: Küstenschutz auf Langeoog in neuer Bauweise. Ostfriesland, Zeitschrift für Kultur, Wirtschaft und Verkehr, H. 1, 1972.
- FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbühne aus Sand. Wasser und Boden H. 12, 1973.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. Proc. 14th Conf. on Coastal Engineering, Copenhagen, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Küstenschutz auf neuen Wegen. VDI-Z. 116, Nr. 8, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergie. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, H. 65, 1979.
- FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbühne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.

- FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Empfehlungen zu einer Strandvorspülung auf Langeoog. Braunschweig, 1982 (unveröffentlicht).
- GRAAF, J. von de: Dune Erosion during a Storm Tide. Coast. Eng. Vol. 1, No. 2, 1977.
- HOMEIER, H. u. LUCK, G.: Untersuchung morphologischer Gestaltungsvorgänge im Bereich der Accumer Ee als Grundlage für die Beurteilung der Strand- und Dünenentwicklung im Westen und Nordwesten Langeoogs. Jahresbericht 1970, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1971.
- KÜSTENAUSSCHUß NORD- UND OSTSEE, Arbeitsgruppe Norderney: Gutachtliche Stellungnahme zu den Untersuchungen über die Ursachen der Abbrucherscheinungen am West- und Nordstrand der Insel Norderney sowie zu den zum Schutz der Insel vorgeschlagenen seebautechnischen Maßnahmen. Die Küste, Jg. 1, H. 1, 1952.
- KRAMER, J.: Die Strandaufspülung Norderney 1951-1952 und ein Plan zu ihrer Fortführung. Die Küste, Jg. 7, 1958/59.
- LUCK, G.: Die zweite Strandaufspülung am Weststrand Norderney. Jahresbericht 1968, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1970.
- LÜDERS, K., FÜHRBÖTER, A. u. RODLOFF, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.
- LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlag August Lax, Hildesheim, 1976.
- NIEMEYER, H. D.: Zur rechnerischen Ermittlung von Sturmprofilen an Randdünen und Stränden. Jahresber. d. Nieders. Landesamtes für Wasserwirtschaft, Forschungsstelle Küste, Norderney, 1985.
- PÄTZOLD, U.: Bilanz und Verformung aufgespülter Sandstrände. Jahresbericht 1980, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1982.
- PEPER, G.: Die Entstehung und Entwicklung der Inselchutzwerke auf Norderney mit besonderer Berücksichtigung der Bauten der letzten Jahre. Neues Archiv für Niedersachsen, Bd. 8, H. 3, 1955/56.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW): Richtlijn voor de Berekening van Duinafslag tengevolge van een Stormvloed. s'-Gravenhage, 1972.
- Waterloopkundig Laboratorium: Rekenmodel voor de Verwachting van Duinafslag tijdens Stormvloed. Verslag Onderzoek M 1263 - Deel IV, De Voorst, 1982.
- WITTE, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, H. 19, 1970.

Influviale Schwemmfächer – Über die lokalen Folgen natürlicher Material- umlagerungen im Bereich der Unterelbe

Von HANS-JOACHIM DAMMSCHNEIDER

Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Abhandlung wird der Versuch unternommen, an Hand eines morphologischen „kritischen“ Abschnittes der seeverkehrsmäßig stark genutzten Unterelbe Ursache und Wirkung periodisch wiederkehrender Fahrwassereintreibungen zu ermitteln. Dazu wurden Peilungen und Datenanalysen durchgeführt, die im Ergebnis zeigen, daß in bestimmten Bereichen eines Tideflusses lokal-gerichteter Sedimenttransport auftritt. Der am Beispiel des Hauptelbe-Abschnittes vor der Insel Rhinplatte untersuchte Vorgang des Fahrwassereintriebes beruht dabei auf der natürlichen Umlagerung von Sohlenmaterial, das im Verlauf eines sogenannten „Stromfadens“ an der inneren Fahrrinnenkante abgesetzt wird. Struktur und Genese dieses Sedimentationsprozesses lassen sich mit dem Begriff „influvialer Schwemmfächer“ am besten beschreiben, da der Vorgang sowohl die Halbkreisform einer Vorschüttung aufweist als auch in seiner zeitlichen Entwicklung einen Aufbau von innen nach außen durchläuft.

Summary

This paper deals with the attempt to determine cause and effect of changes occurring periodically in the shipping channel of the heavily travelled Lower Elbe. Therefore, a section of the river, which has to be regarded as morphologically 'critical', has been investigated. For this purpose, soundings and an analysis of associated data were carried out. The results illustrate that locally directed sediment transport occurs in specific regions of a tidal river. The main Elbe region before the island of Rhinplatte indicates a natural redistribution of bottom material. This material is deposited at the inner slope of the shipping channel by a 'stream line' which crosses the river. Structure and origin of the sedimentation process should be regarded as an 'influvial alluvial fan' since it shows a semi-circular shape as well as a temporal development which is directed to the outside.

Inhalt

1. Einleitung	206
2. Morphodynamik im Hauptelbe-Bereich vor der Insel Rhinplatte, km 670 bis km 678	206
2.1 Morphologie	206
2.1.1 Sohltypus	206
2.1.2 Sohlstruktur	207
2.1.3 Großmorphologie	222
2.2 Materialentnahme	222
2.3 Gerinnedynamik	227
2.3.1 Stromfäden	227
2.3.2 Materialeintrieb	229
2.3.3 Strömungsverhältnisse	240
2.4 Aktuelle Morphogenese	243
3. Fazit	244
4. Schriftenverzeichnis	244

1. Einleitung

Ein besonderes Problem des Hauptelbe-Bereiches bei Rhinplatte (km 670–676, s. Karte 1) ist darin zu sehen, daß bereits seit Jahrzehnten immer im gleichen Stromabschnitt relativ umfangreiche Baggerungen vorgenommen werden müssen, um die der Seeschifffahrt garantierten Mindestwassertiefen erhalten zu können. Alle bisher angestellten Betrachtungen ergaben jedoch keine ausreichende Erklärung für die verkehrsbehindernden Fahrrinneneintreibungen, die, periodisch wiederkehrend, in ihrer Beseitigung hohe Kosten verursachen.

2. Morphodynamik im Hauptelbe-Bereich vor der Insel Rhinplatte, km 670 bis km 678

2.1 Morphologie

2.1.1 Sohltypus

Ansatzpunkt für eine Untersuchung des Hauptelbe-Bereiches vor der Insel Rhinplatte war folgende Beobachtung:

Nach Unterhalts-Baggerungen im Fahrrinnenbereich konnte mehrfach in den Echolotprofilen größerer Sohlabschnitte eine Riffel-Topographie aufgezeichnet werden, während zuvor im gleichen Gebiet eine relativ ebene (glatte) Sohl-Morphologie vorgelegen hatte.

Es kommt der spontane Verdacht auf, daß (zumindest mittelbar) durch Baggerungseinflüsse wiederholt eine Art Sohltypenwechsel eingetreten sein könnte. An einer Baggerungsphase aus der Zeit zwischen dem 2. 9. 1985 und dem 25. 9. 1985 soll dies Phänomen daher näher beleuchtet werden:

Im unbeeinflussten Zustand (vor Einsatz eines Baggers) war im Bereich der Hauptelbe vor Rhinplatte zunächst eine scheinbar glatte Sohle zu verzeichnen (Karte 2 und Abb. 1, Sohle ohne Mindertiefen am 2. 9. 1985). Da nach Lotungen vom 19. 9. 1985 an mehreren Stellen der Fahrrinne kurzfristig Mindertiefen eintraten, wurde ein Bagger angesetzt, diese schiffahrtsbehindernden Materialakkumulationen zu beseitigen. Dazu lief (im aktuellen Untersuchungszeitraum) der Saugbagger „Eberhard Steckhan“ mit einem der Sohle aufliegenden Saugrohr im Längsprofil den Mindertiefenabschnitt ab. Er förderte bei kontinuierlicher Fahrt ohne Rücksicht auf die Sohlstruktur (da diese als eben angenommen werden konnte) Material vom Grund.

In den Baggernachpeilungen ergab sich dann jedoch keine ebene Sohle mehr, sondern ein Bild, wie es Karte 3 bzw. Abb. 2 (vom 25. 9. 1985) zeigen: Es lassen sich in den Sohlformen nunmehr Riffel identifizieren.

Im Vorgriff auf die nachfolgenden Analysen muß an dieser Stelle bereits klar zum Ausdruck gebracht werden, daß hier mit der Bezeichnung „Riffelstrecke“ keine Sohlformation im bekannten Sinne gemeint sein kann: Definierte Sohlwellen im Sinne von VOLLMERS und WOLF (1969), FÜHRBÖTER (1967) oder NASNER (1974) besitzen eine gänzlich andere Struktur und Genese, vor allem jedoch eine Eigendynamik, die im Fahrrinnenbereich vor Rhinplatte nicht zu beobachten ist.

Hier ist mit dem Begriff „Riffelstrecke“ gemeint, daß im Fahrrinnenbereich vor Rhinplatte nach Baggerungen eine „nicht glatte“ Sohloberfläche zu beobachten ist, die im Längsprofil das Aussehen (!) einer konventionellen Riffelstrecke besitzt. Da jedoch für die Beschreibung der sichtbaren Sohltopographie vor Rhinplatte kein adäquater Begriff zur

Verfügung steht, muß auf dieses Wort zurückgegriffen werden, es sei dann, daß im Einzelfall (aber nicht immer) der Ausdruck „Sohl-Peak“ kongruent verwendet werden kann.

Im ersten Ansatz dürfte sich nach Ansicht des Verfassers für die Lösung dieser Erscheinung, also das unvermutete Entstehen von Riffeln oder Sohl-Peaks während Baggerungen, eigentlich nur ein Faktum anbieten:

Der Saugbagger fördert *s e l e k t i v* Material von der Sohle!

Genauer gesagt wäre es denkbar, daß das nachschleppende Saugrohr im Längsprofil nacheinander mal auf mehr

– unverfestigtes Locker-Sediment

und dann wieder auf

– festes, dichtes Sohlenmaterial

trifft. Dies hätte zur Folge, daß trotz gleichmäßiger Fahrt über Grund unregelmäßig gefördert wird: Schlick als typischer Vertreter eines Lockersedimentes kann beispielsweise (trotz gelegentlicher Förderschwierigkeiten = Zusetzen des Rohres bei zu tiefem Einsinken in den Schlickhorizont) relativ leichter und schneller aufgenommen werden als ein in vergleichsweise fester Form anstehender Sand.

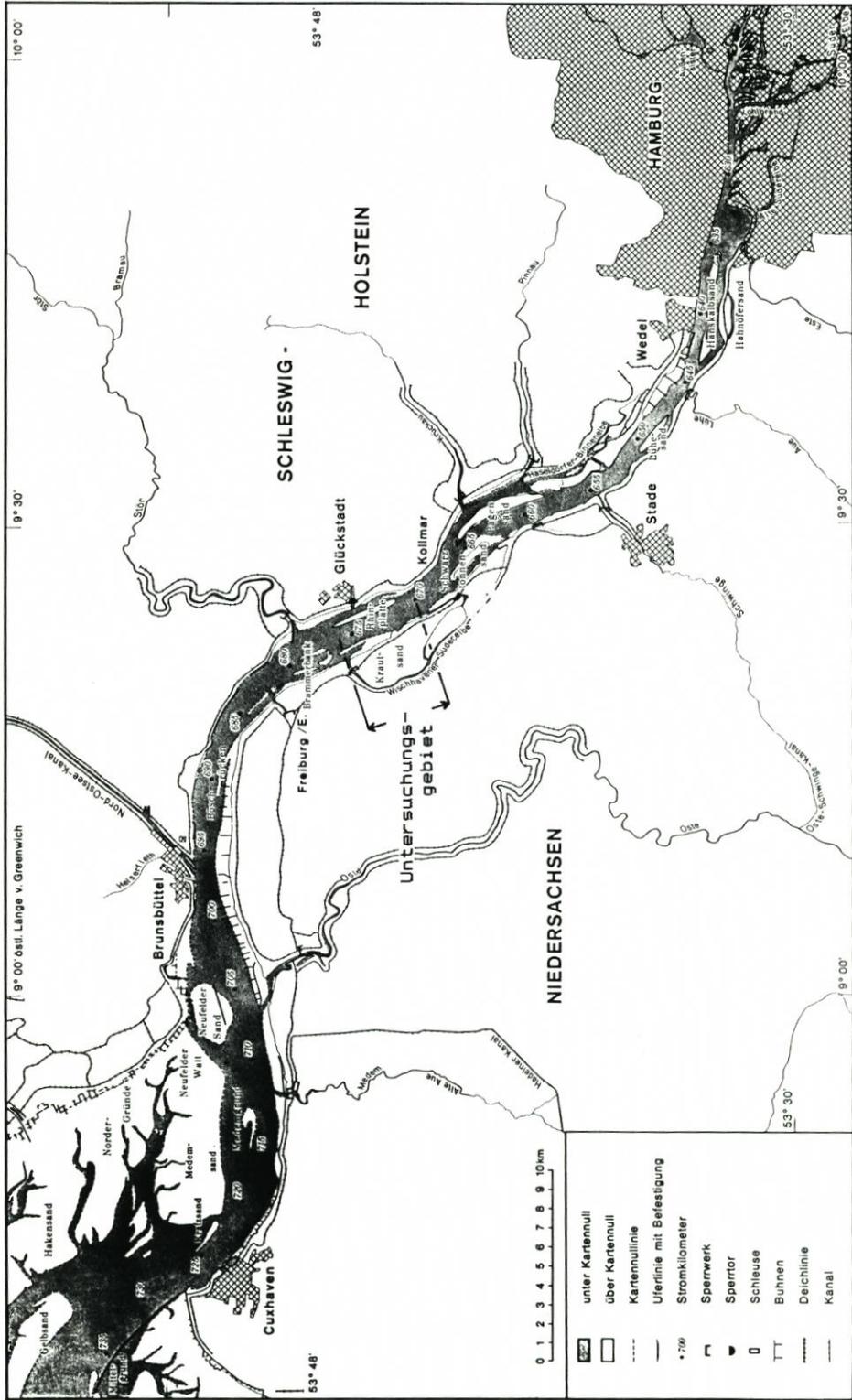
Für die zu beobachtende Sohlstruktur würde dies ursächlich bedeuten, daß sich mit der Baggerung im Längsprofil eine „Riffelstrecke“ einstellt. Im Unterschied zu einer regulären Riffelstrecke wären damit die vor Rhinplatte zu beobachtenden Sohl-Peaks durch beim Baggern *h e r a u s p r ä p a r i e r t e* Materialunterschiede zu erklären, nicht unbedingt durch natürliche Sandbewegung bzw. Sohlhydraulik. Dies setzt voraus, daß innerhalb der festen Sohle eine riffelige Grundstruktur bereits vor Baggerung vorhanden ist. In Abb. 1 wird dies durch eine leichte Wellenbildung angedeutet, deren Basisform jedoch möglicherweise auch bereits mit Lockersediment überdeckt ist (Vorgeschichte der Sohle siehe später, Abb. 6). Es kann aber in jedem Fall davon ausgegangen werden, daß aufgrund des HELMHOLTZ-Gesetzes in Zeiten ohne Lockermaterialüberdeckung sich der Sohle natürlicherweise eine gewisse Wellenbildung aufprägt. Hervorgehoben bzw. (über-)betont würde die riffelige Grundstruktur der Sohle dann jedoch erst durch den Einfluß des Baggersaugstromes, also dessen selektive Wirkung bei der Materialaufnahme.

2.1.2 Sohlstruktur

Die These einer selektiven Materialförderung wird in der Analyse dadurch gestützt, daß zu Beginn eines Baggerzyklus, d. h. in den ersten Durchläufen des Baggers (nach längerer Konsolidierungsphase der Sohle), die Materialentnahme vergleichsweise leicht vonstatten geht. Das geförderte Gut besteht ganz überwiegend aus Schlick. Bei weiteren Durchläufen des Baggers wird zum einen die Baggerung schwieriger (das Material ist in der Tiefe stärker verdichtet), und es wird zunehmend sandigeres Material gesaugt.

Diese Beobachtung würde sich absolut am besten durch die kontinuierliche Probenahme während eines Baggerzyklus darstellen lassen. Jedoch konnten aus technischen Gründen keine repräsentativen Proben aus dem laufenden Baggergut entnommen werden. So mußte zum Hilfsmittel der sich aus den Ladungsprotokollen ergebenden sogenannten „Zuladungscharakteristik“ eines Baggerablaufes gegriffen werden. Sie umfaßt zwei statistisch verwertbare Informationen:

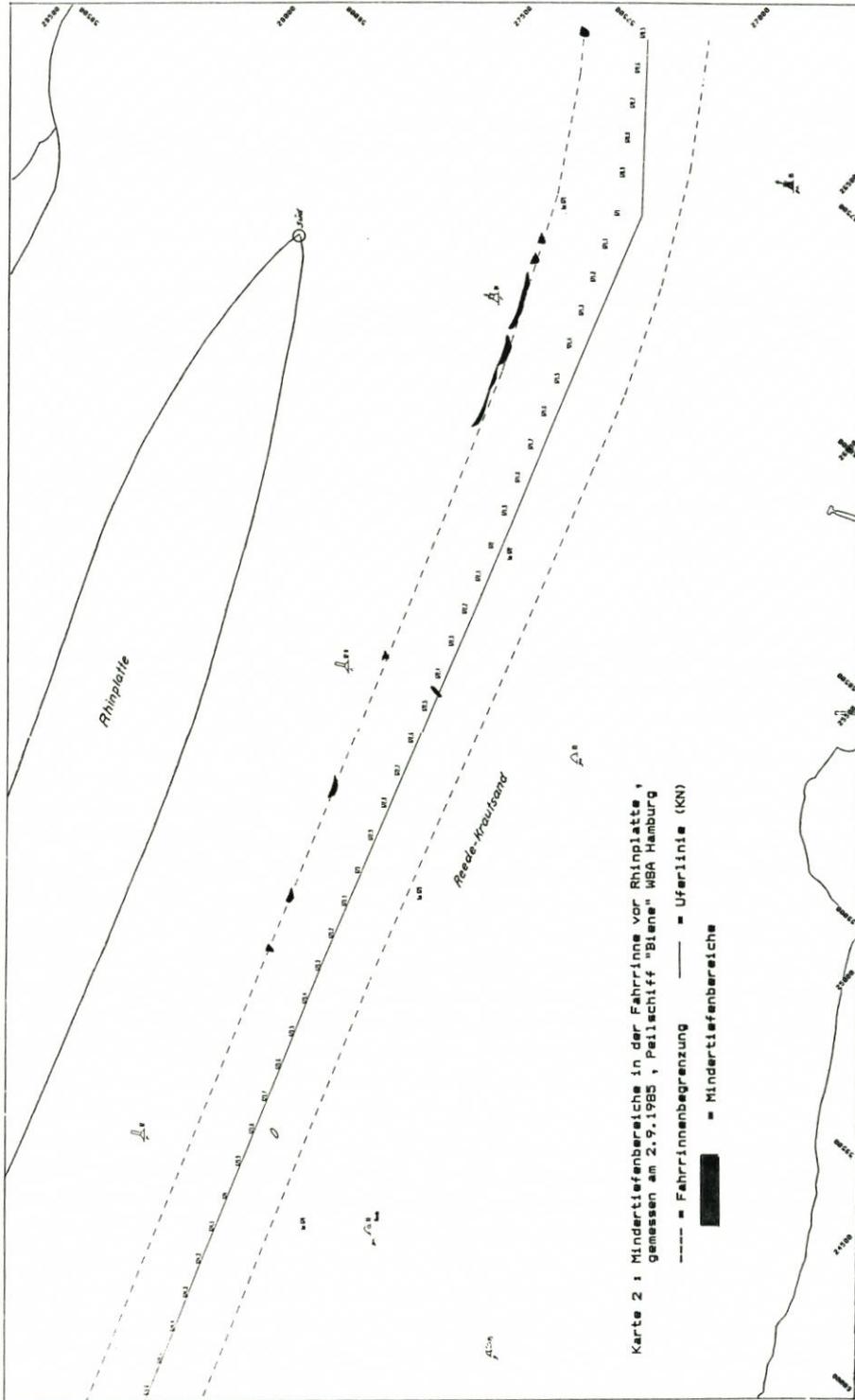
1. die Zusammensetzung des Baggergutes nach Feststoff und Schlick (Differenzierungsprinzip, s. Abb. 3)
- und



Kartengrundlage: Übersichtskarte 1:250 000. Herausgeber: Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord, Kiel 1979

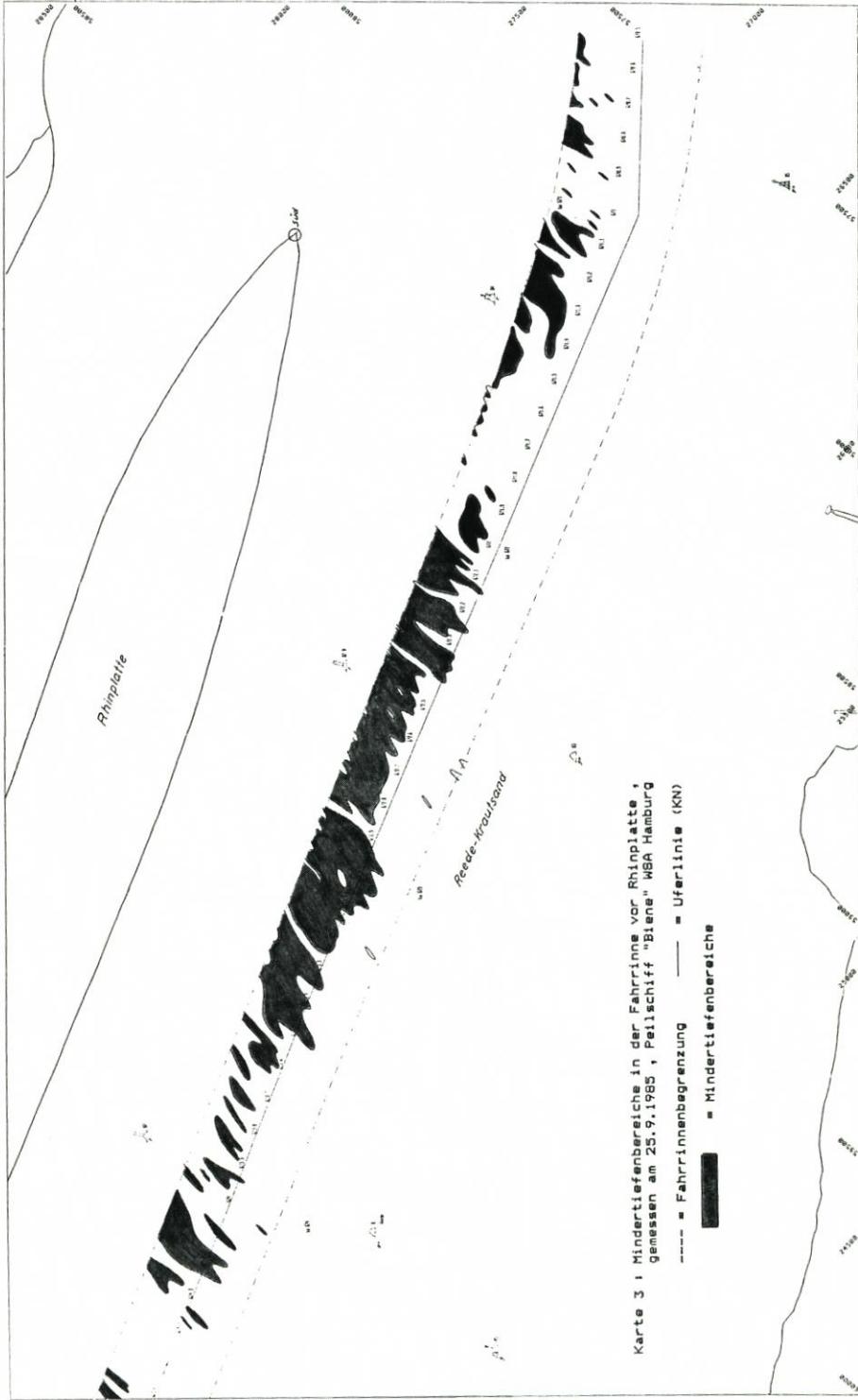
Entwurf: H.-J. Dammachneider. Kartographie: G. Braun

Karte 1. Lage des Untersuchungsgebietes im Stromverlauf der Unterelbe



Karte 2: Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 2.9.1985, Peilschiff "Biene" WSA Hamburg
 --- = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)
 — = Mindertiefenbereiche

Karte 2. Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 2. 9. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
 - - - - - = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)
 — = Mindertiefenbereiche



Karte 3: Mindertiefenbereiche in der Fahrrinne vor Rhinplatte, gemessen am 25.9.1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
 ----- = Fahrrinnenbegrenzung ——— = Uferlinie (KN)
 [thick black bar] = Mindertiefenbereiche

Karte 3. Mindertiefenbereiche in der Fahrrinne vor Rhinplatte, gemessen am 25. 9. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
 ----- = Fahrrinnenbegrenzung ——— = Uferlinie (KN)
 [thick black bar] = Mindertiefenbereiche

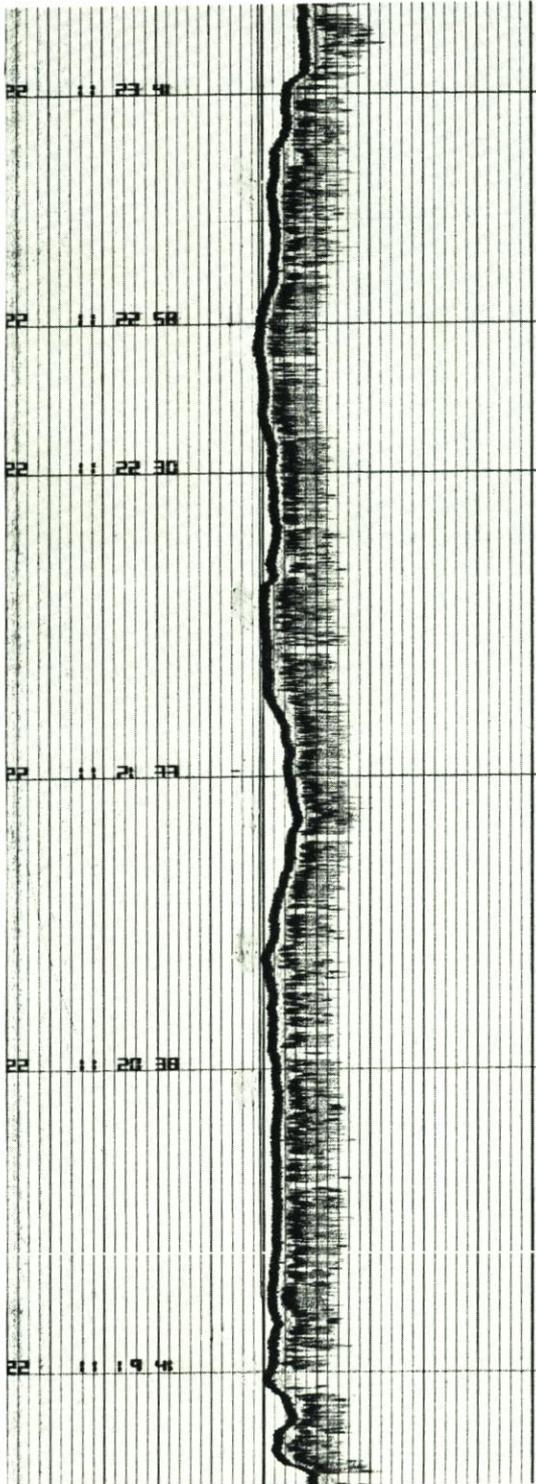


Abb. 1. Längsprofilschrieb vom 2. 9. 1985, Fahrwasserbereich vor Rhinplatte. „Glatte“ Sohle ohne sichtbare Strukturunterschiede

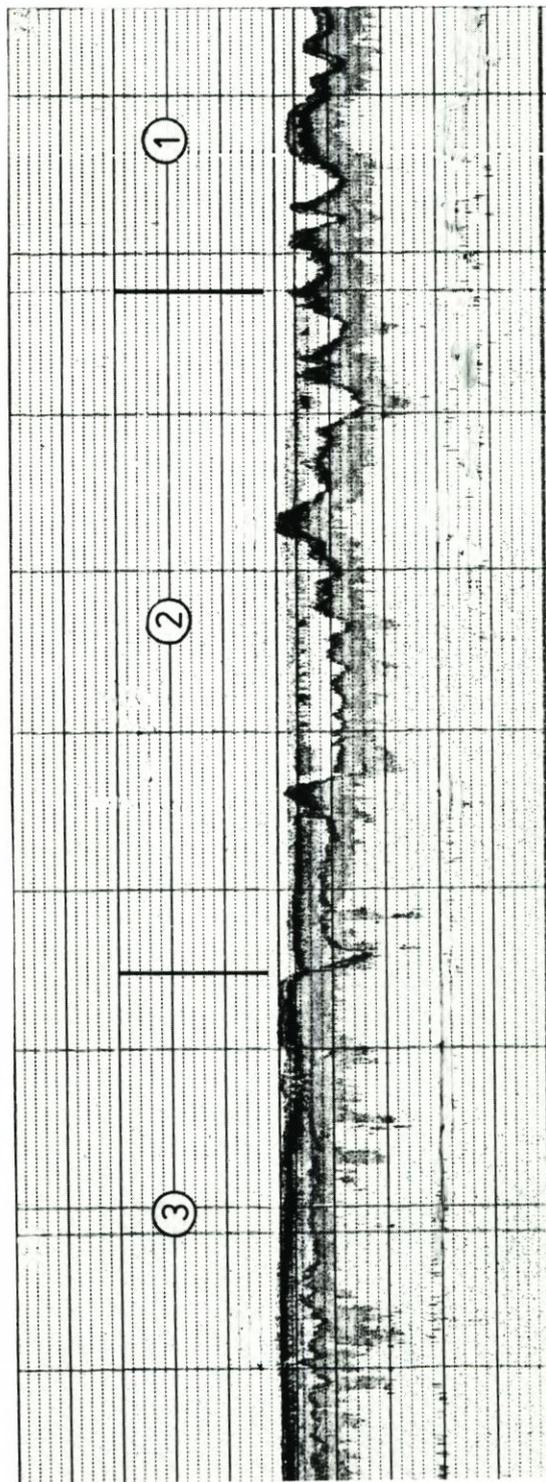


Abb. 2. Längsprofilschrieb vom 25. 9. 1985, Fahrwasserbereich vor Rhinplatte. Strukturunterschiede des Sohlenmaterials werden in bestimmten Abschnitten durch einen zweiten Echolothorizont angedeutet. ① „Riffel“-Sohle (nur ein Sohlecho); ② ein zweites, schwach ausgebildetes Sohlecho zeichnet sich zwischen den „Riffel“-Spitzen dieses Profilbereiches ab; ③ „Glatte“ Sohle, Oberfläche wie bei Abb. 1, darunter aber noch leicht angedeutet ein zweites Sohlecho

2. die Dauer eines Baggervorganges je Baggerstelle (nach Baggerprotokoll)

Nach Sichtung der Ladungsprotokolle des Saugbaggers „E. Steckhan“ belegt die Aufstellung der Abb. 4, daß während eines typischen Baggerzyklus (hier: Juli 1985) eine Veränderung der Materialförderung zu beobachten ist. Diese kann so definiert werden, daß im Fahrinnenbereich vor Rhinplatte zu Beginn überwiegend Schluff gebaggert und erst mit zunehmender Anzahl der Durchläufe die charakteristische Kornzusammensetzung in Richtung steigender Sandanteile verschoben wird.

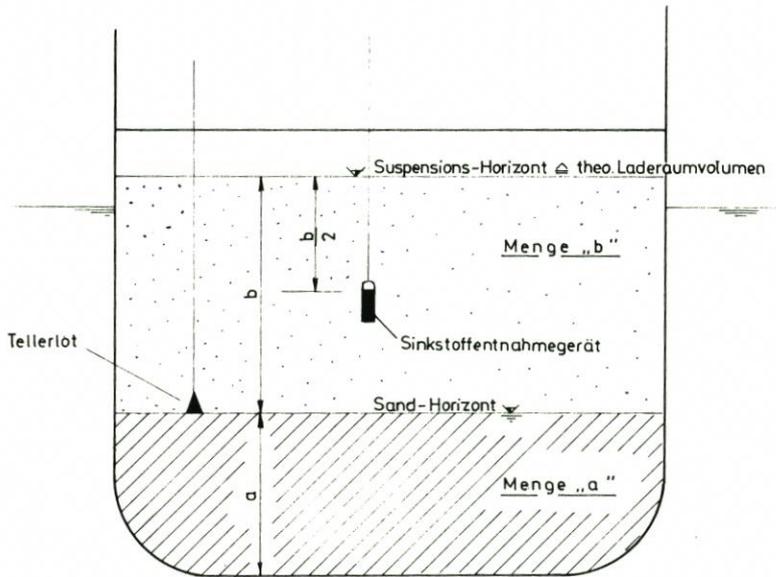


Abb. 3. Prinzip der Laderaumaufmessung von Saugbaggern.

Menge „a“ = Feststoff = im Laderaum konsolidiert abgesetztes Baggergut. Mengenermittlung über Tellerlotaufmaß

Menge „b“ = „Schlick“ = in Suspension befindliches Baggergut (Ton und Schluff mit organ. Beimengungen). Mengenermittlung über Sinkstoffentnahmegesät

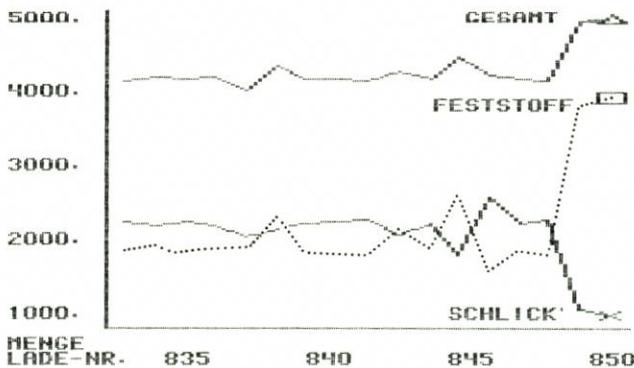


Abb. 4. Zulademenge je Baggerungsvorgang (in m³), Einsätze Nr. 833 bis Nr. 850, Juli 1985, Bereich Rhinplatte, km 671,0-672,8

Nach Erfahrungswerten kann die Kornzusammensetzung je Zyklus im Bereich Rhinplatte durchschnittlich wie folgt angesetzt werden:

Tabelle 1. Veränderung der Materialzusammensetzung während eines typischen Baggerzyklus im Sedimentationsgebiet der Fahrrinne vor Rhinplatte (nach Erfahrungswerten und Ladungsprotokollen)

Baggerzyklus	geschätzte Materialzusammensetzung in %			
	Ton und Schluff	Feinsand	Mittelsand	Grobsand
Beginn	60	35	5	0
Ende	30	60	8	2

Sehr charakteristisch für die Veränderung der Materialzusammensetzung während eines Baggerzyklus ist die für eine Zuladung benötigte Saugzeit des Baggers: Abb. 5 (Bezug: Abb. 4) zeigt recht deutlich, daß mit der Dauer des Baggerns je Bereich die Saugzeit ansteigt. Dies gilt grundsätzlich zwar für alle Baggerungen (zunehmende Verdichtung des Bodens mit der Tiefe), dürfte hier jedoch speziell auf eine mit der Tiefe zunehmende Vergrößerung des Baggergutes zurückzuführen sein (Schlick über fester Sohle).

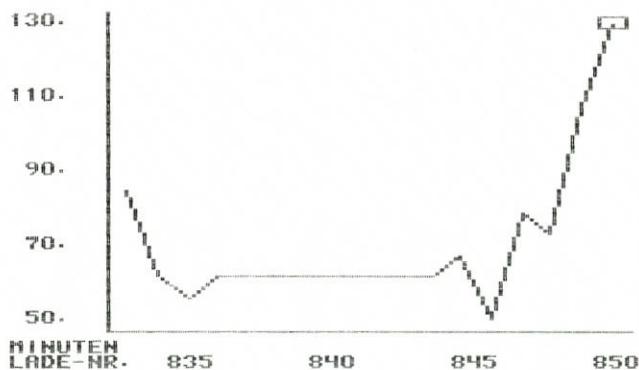


Abb. 5. Saugzeiten je Baggerungsvorgang (in Min.), Einsätze Nr. 833 bis Nr. 850, Juli 1985, Bereich Rhinplatte, km 671,0-672,8

Nach Abb. 6 läßt sich in der nach Abschluß einer Baggerung ablaufenden „Regenerationsphase“ der Sohle ein bemerkenswertes Phänomen feststellen: Die Täler zwischen den Sohl-Peaks bekommen über der festen Sohle (30 kHz) einen zweiten Echohorizont (210 kHz), der ganz offensichtlich nach und nach ansteigt und somit im Endeffekt zum Eindruck einer glatten Sohle führt. Da mit dem höherfrequenten Signal erfahrungsgemäß der sogenannte Schlickhorizont erfaßt wird (MÜLLER, 1985), muß daraus geschlossen werden, daß die Täler zwischen den Sohl-Peaks durch „fluid mud“ zuschlicken.

Zur weiteren Überprüfung der Naturvorgänge wurden am 8. 8. 1985 Proben aus der Sohloberfläche mittels Van-Veen-Greifer entnommen. Dazu lief das Schiff zunächst ein Orientierungsprofil in Stromlängsachse und entnahm dann gezielt Grundproben

- auf einer isolierten Peak-Spitze (Probe 1, Sohlzustand nach Vorplanung, siehe Abb. 6, bei Probennahme, siehe Abb. 7),
- aus einem zwischen zwei Peaks befindlichen „verfüllten“ Talbereich (Sohlmulde, Probe 2, s. o.),

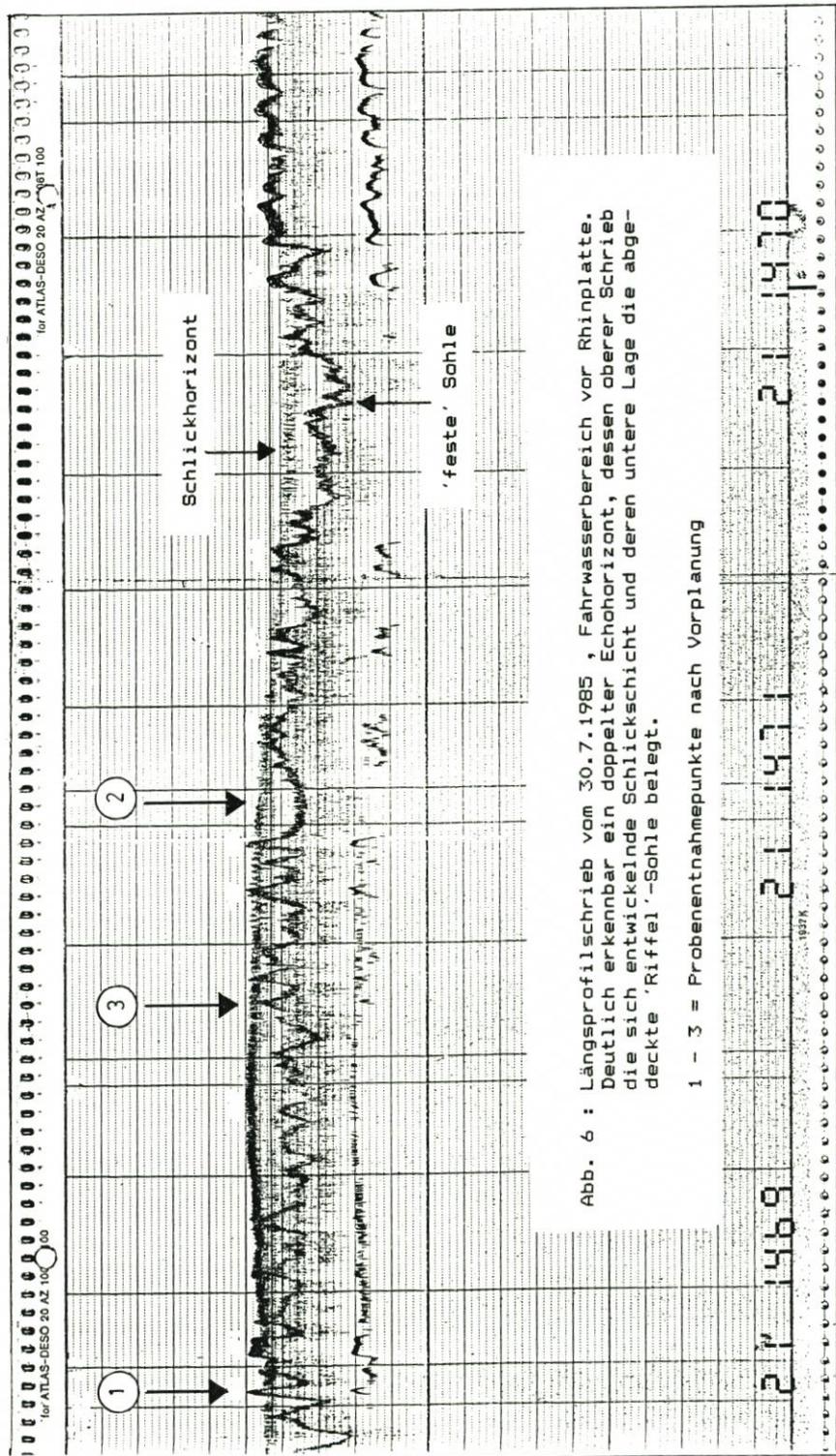


Abb. 6. Längsprofilschrieb vom 30. 7. 1985, Fahrwasserbereich vor Rhinplatte. Deutlich erkennbar ein doppelter Echohorizont, dessen oberer Schrieb die sich entwickelnde Schlickschicht und deren untere Lage die abgedeckte „Riffel“-Sohle belegt.
 1-3 = Probenentnahmepunkte nach Vorplanung

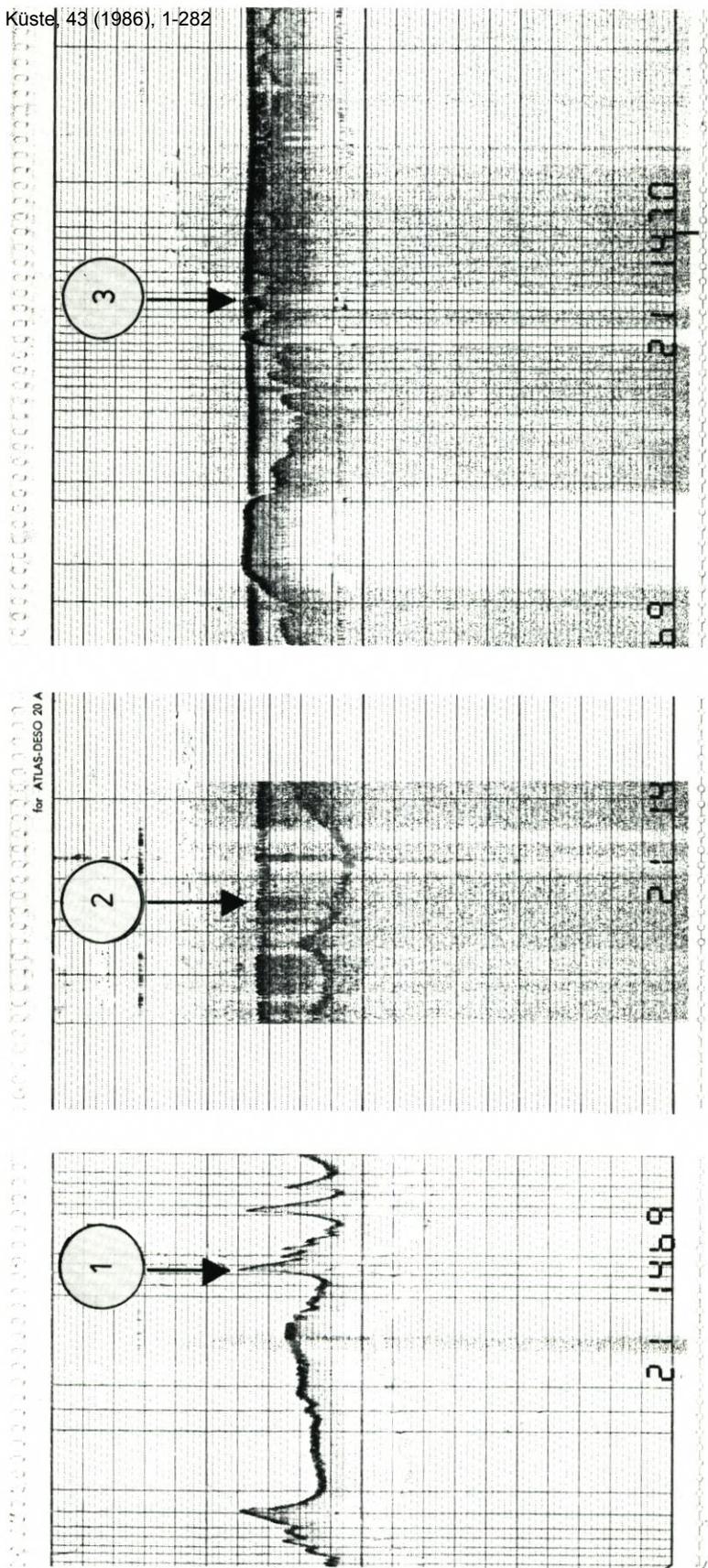


Abb. 7 Längsprofilsschriebe vom 8. 8. 1985, Fahrwasserbereich vor Rhinplatte. Die Zahlen geben die relative Lage der Probenentnahmorte an.
1 = isolierte „Riffel“-Spitze (Sohlpeak), 2 = „zuschlickende“ Sohlmulde (oberes der zwei Sohlechos = „Schlickhorizont“ über „fester“ Sohle), 3 = „Riffel“-Spitze, die den oberen der zwei Sohlechos (den „Schlickhorizont“) eben noch durchragt bzw. sich mit diesem auf einer Ebene befindet

c) aus einer Peak-Spitze, die innerhalb eines unter Punkt „b“ beschriebenen Schlickfeldes liegt und gerade noch die Sohloberfläche erreicht (Probe 3.1 von der Sohloberfläche, Probe 3.2 aus 30 cm Tiefe).

Wie die Abb. 6 und 7 wiedergeben, war zwischen der Vorplanung (30. 7. 1985) und der tatsächlichen Probennahme (8. 8. 1985) bereits eine Veränderung der Sohle eingetreten, jedoch ohne grundsätzliche Verschiebungen.

Die Proben wurden nach DIN 19683 auf ihre Korngrößenzusammensetzung analysiert. Es zeigen sich tatsächlich die theoretisch erwarteten Materialcharakteristiken, die aber auch bereits sehr gut per Fingerprobe erkennbar sind (Siebanalysen s. Tab. 2-5).

Probe 1 (isolierte Peak-Spitze)

Fingerprobe: hellfarbiger Mittelsand, lockere Struktur

Probe 2 („verfüllte“ Sohlmulde)

Fingerprobe: sehr dunkler Schlick, dünnflüssig

Probe 3.1 (Peak-Spitze innerhalb eines Schlickfeldes, Oberfläche)

Fingerprobe: Zusammensetzung wie Probe 2

Probe 3.2 (wie vor 3.1, jedoch aus 30 cm Tiefe)

Fingerprobe: sehr dicht gelagerter, dunkler Feinsand

Die Ergebnisse der Korngrößenanalysen zeigen klar die Unterschiede in der Materialzusammensetzung der Fahrwassersohle vor der Elbinsel Rhinplatte: Während Probe Nr. 1 ihr Korngrößenmaximum im Bereich des Mittelsandes besitzt, weist Probe Nr. 2 eine sehr viel feinere Zusammensetzung auf:

0,5 %	Grobsand
+ 5,3 %	Mittelsand
+ 49,1 %	Feinsand
+ 45,2 %	Ton und Schluff
+ 7,3 %	organ. Substanz (vor Siebung)
<hr/>	
=	„Schlick“.

Dies bedeutet, daß die typischen Sohlformen, die im Bereich der Fahrrinne vor Rhinplatte auftreten (s. Abb. 6), materialinduziert sind:

1. „Riffel“-Sohle, die sich überwiegend aus Sand zusammensetzt (= Probe 1 aus Punkt Nr. 1, s. Abb. 6)
2. „glatte“ Sohle, die an der Oberfläche überwiegend aus Schlick besteht (= Probe 2 aus Punkt Nr. 2, siehe Abb. 6).

Nach Ansicht des Verfassers dürfte die Ursache in Schlick-Eintreibungen zu sehen sein, die in ganz bestimmte Bereiche vor Rhinplatte erfolgen (gerichteter Materialeintrieb, Abschnitt 2.3.2) und die dort vorhandenen Sohlmulden abdecken.

Da der Punkt Nr. 3 eine Probenentnahme aus einer Peak-Spitze ist, die gerade noch die Sohloberfläche erreicht, ergibt sich in der Materialzusammensetzung deshalb auch eine Zweiteilung nach Oberfläche (Probe Nr. 3.1) und Kern (Probe Nr. 3.2): Während an der Oberfläche bereits ein Schlickhorizont liegt (Probe Nr. 3.1), ist in 30 cm Tiefe noch der Sand des eigentlichen Sohl-Peaks anzutreffen (Probe Nr. 3.2). Der Punkt 3 stellt damit eine Übergangsform zwischen den Punkten „1“ und „2“ dar: Der Sohl-Peak beginnt gerade zuzuschlicken, ist jedoch noch nicht soweit abgedeckt wie die feste Sandsohle bei Punkt 2.

Die Betrachtung einer Sohlsukzession nach Baggerung endet in dem Moment, wo die Sohlmulden vollständig zugeschlickt sind, d. h., ein „Ausgleichsprofil“ durch Verfüllen der

INSTITUT FUER GEOGRAPHIE DER TU BERLIN	KORNGROESSENANALYSE (NASS- UND TROCKENSIEBUNG NACH DIN 19683)
---	---

LAGE	ELBE	KM	675.5
PROBE NR.	1	DATUM	8.8.1985
GREIFERTYP	VAN VEEN	TIDE	FLUT
TIEFE U.KN	13.9 m	EINSENDER	WSA HAMBURG
EINWAAGE	466.9 GRAMM	SONSTIGES	---

KORNGROESSE	GEWICHT (G)	GEWICHTS-%	%-SUMMEN	0	25	50%
SCHLUFF UND TON						
< 0.063	2.66	.57	.57	*		
FEINSAND						
0.063- 0.08	1	.21	.78	*		
0.08 - 0.1	5.12	1.1	1.88	*		
0.1 - 0.125	5.4	1.16	3.04	*		
0.125- 0.16	7.06	1.51	4.55	*		
0.16 - 0.2	7.47	1.6	6.15	*		
MITTELSAND						
0.2 - 0.25	16.66	3.57	9.72	**		
0.25 - 0.315	125.3	26.84	36.56	*****		
0.315- 0.4	111	23.77	60.33	*****		
0.4 - 0.5	95.2	20.39	80.72	*****		
0.5 - 0.63	75.95	16.27	96.99	*****		
GROBSAND						
0.63 - 0.8	8.15	1.75	98.74	*		
0.8 - 1.0	1.85	.4	99.14	*		
1.0 - 1.25	.74	.16	99.3	*		
1.25 - 1.6	.3	.06	99.36	*		
1.6 - 2.0	.24	.05	99.41	*		
KIES						
> 2.0	.96	.21	99.62	*		

BEARBEITER: DAMMSCHNEIDER

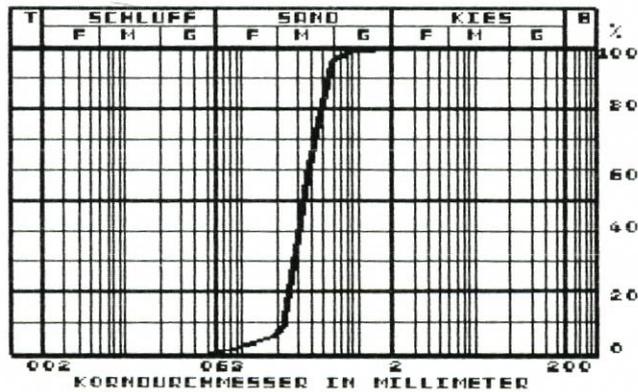


Tabelle 2. Korncharakteristik, Probe 1

INSTITUT FUER GEOGRAPHIE DER TU BERLIN	KORNGROESSENANALYSE (NASS- UND TROCKENSIEBUNG NACH DIN 19683)
---	---

LAGE	ELDE	KM	673.5
PROBE NR.	2	DATUM	8.8.1985
GREIFERTYP	VAN VEEN	TIDE	FLUT
TIEFE U.KN	16.1 m	EINSENDER	WSA HAMBURG
EINWAAGE	244.88 GRAMM	SONSTIGES	--

KORNGROESSE	GEWICHT (G)	GEWICHTS-%	%-SUMMEN	0	25	50%
SCHLUFF UND TON						
< 0.063	110.77	45.23	45.23	*****		
FEINSAND						
0.063- 0.08	6.4	2.61	47.84	**		
0.08 - 0.1	45.79	18.7	66.54	*****		
0.1 - 0.125	40.5	16.54	83.08	*****		
0.125- 0.16	19.04	7.78	90.86	****		
0.16 - 0.2	8.4	3.43	94.29	**		
MITTELSAND						
0.2 - 0.25	4.65	1.9	96.19	*		
0.25 - 0.315	5.45	2.23	98.42	*		
0.315- 0.4	1.1	.45	98.87	*		
0.4 - 0.5	.9	.37	99.24	*		
0.5 - 0.63	.78	.32	99.56	*		
GROBSAND						
0.63 - 0.8	.44	.18	99.74	*		
0.8 - 1.0	.21	.09	99.83	*		
1.0 - 1.25	.2	.08	99.91	*		
1.25 - 1.6	.11	.04	99.95	*		
1.6 - 2.0	.1	.04	99.99	*		
KIES						
> 2.0	.1	.04	100.03	*		

BEARBEITER: DAMMSCHNEIDER

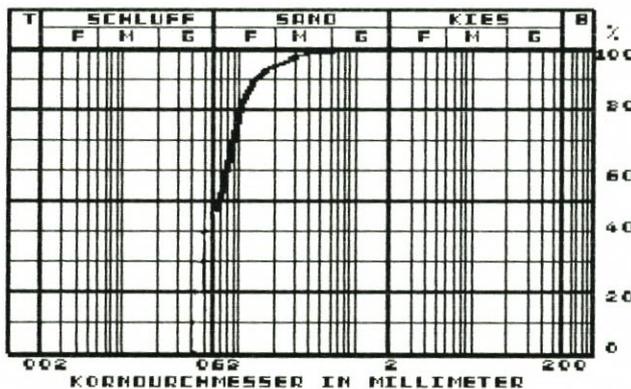


Tabelle 3. Korncharakteristik, Probe 2

INSTITUT FUER GEOGRAPHIE DER TU BERLIN	KORNGROESSENANALYSE (NASS- UND TROCKENSIEBUNG NACH DIN 19683)
---	---

LAGE	ELBE	KM	673.3
PROBE NR.	3.1	DATUM	8.8.1985
GREIFERTYP	VAN VEEN	TIDE	FLUT
TIEFE U.KN	15.5 m	EINSENDER	WSA HAMBURG
EINWAAGE	214.2 GRAMM	SONSTIGES	---

KORNGROESSE	GEWICHT (G)	GEWICHTS-%	%-SUMMEN	0	25	50%
SCHLUFF UND TON						
< 0.063	119.52	55.8	55.8	*****		
FEINSAND						
0.063- 0.08	8.56	4	59.8	**		
0.08 - 0.1	47.43	22.14	81.94	*****		
0.1 - 0.125	20	9.34	91.28	***		
0.125- 0.16	13.56	6.33	97.61	***		
0.16 - 0.2	2.5	1.17	98.78	*		
MITTELSAND						
0.2 - 0.25	.96	.45	99.23	*		
0.25 - 0.315	.84	.39	99.62	*		
0.315- 0.4	.2	.09	99.71	*		
0.4 - 0.5	.12	.06	99.77	*		
0.5 - 0.63	.22	.1	99.87	*		
GROBSAND						
0.63 - 0.8	.11	.05	99.92	*		
0.8 - 1.0	.05	.02	99.94	*		
1.0 - 1.25	.04	.02	99.96	*		
1.25 - 1.6	.03	.01	99.97	*		
1.6 - 2.0	---	---	---			
KIES						
> 2.0	---	---	---			

BEARBEITER: DAMMSCHNEIDER

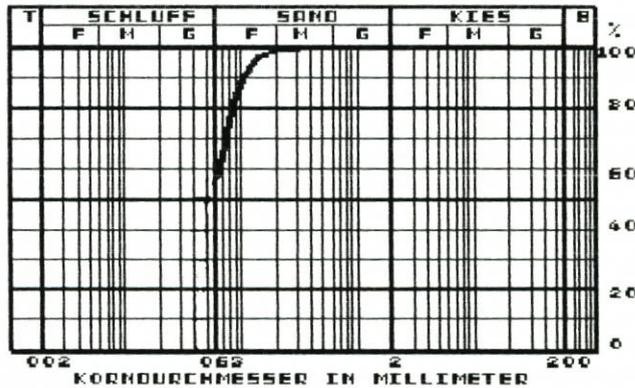


Tabelle 4. Korncharakteristik, Probe 3.1

INSTITUT FUER GEOGRAPHIE DER TU BERLIN	KORNGROESSENANALYSE (NASS- UND TROCKENSIEBUNG NACH DIN 19683)
---	---

LAGE	ELBE	KM	673.3
PROBE NR.	3.2	DATUM	8.8.1985
GREIFERTYP	VAN VEEN	TIDE	FLUT
TIEFE U.KN	15.5 m	EINSENDER	WSA HAMBURG
EINWAAGE	231.7 GRAMM	SONSTIGES	--

KORNGROESSE	GEWICHT (G)	GEWICHTS-%	%-SUMMEN	0	25	50%
SCHLUFF UND TON						
< 0.063	47.08	20.32	20.32	*****		
FEINSAND						
0.063- 0.08	8.9	3.84	24.16	**		
0.08 - 0.1	55.3	23.87	48.03	*****		
0.1 - 0.125	90.2	38.93	86.96	*****		
0.125- 0.16	16.08	6.94	93.9	***		
0.16 - 0.2	8.15	3.52	97.42	**		
MITTELSAND						
0.2 - 0.25	2.44	1.05	98.47	*		
0.25 - 0.315	2.08	.9	99.37	*		
0.315- 0.4	.5	.22	99.59	*		
0.4 - 0.5	.37	.16	99.75	*		
0.5 - 0.63	.5	.22	99.97	*		
GROBSAND						
0.63 - 0.8	.27	.12	100.09	*		
0.8 - 1.0	.12	.05	100.14	*		
1.0 - 1.25	.11	.05	100.19	*		
1.25 - 1.6	.1	.04	100.23	*		
1.6 - 2.0	.07	.03	100.26	*		
KIES						
> 2.0	--	--	--			

BEARBEITER: DAMMSCHNEIDER

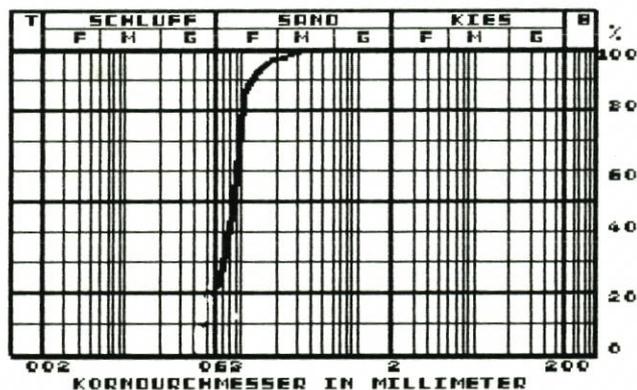


Tabelle 5. Korncharakteristik, Probe 3.2

Muldenformen hergestellt ist. Der zweite Echohorizont verschwindet mehr und mehr; es entsteht der Eindruck einer einheitlich-ebenen (glatten) und (scheinbar) festen Sohlstruktur (s. Abb. 6 zwischen Proben-Punkt 1 und 3).

In einem Zwischenfazit kann deshalb festgehalten werden, daß die zu beobachtenden Sohl-Peaks vermutlich einer Grundstruktur der Sohle zugeordnet werden müssen, während die Verfüllung der Sohlmulden einem jeweils aktuellen Schlickeintrieb zugeschrieben werden kann. Der bei Eintritt von Mindertiefen angesetzte Saugbagger überformt bzw. betont dann diese riffelige Sohlstruktur durch selektive Materialförderung.

2.1.3 Großmorphologie

Unter Berücksichtigung älterer Ergebnisse des Verfassers ergibt sich die Frage, ob eventuell die Großmorphologie bei dem Sedimentationsvorgang vor Rhinplatte eine Rolle spielen kann. Denn ein Blick auf das digitale Längsprofil der Unterelbe (s. Abb. 8) zeigt, daß genau im Abschnitt der Kilometer 671 (Rhinplatte Süd) bis Kilometer 677 (Rhinplatte Nord) ein ausgeprägtes Tal in der Abfolge der sogenannten „Super-Bänke“ (DAMMSCHNEIDER, 1985) existiert. Dies bedeutet, daß hier prinzipiell ein relativ weiter Querschnitt besteht, der allerdings aus den konventionellen Querprofilen nicht unmittelbar ablesbar ist.

Da wir jedoch um dieses aus einer quantitativen Bewertung des Wasserkörpers abgeleitete Phänomen wissen, können wir sagen, daß vermutlich das hier vorhandene, relativ große Raumvolumen sedimentationsfördernd wirkt. Dies wird gestützt durch die Tatsache, daß im Bereich zweier weiterer, kritischer Baggerabschnitte, dem der „Wedeler Au“ (km 645) und dem des „Juessandes“ (km 654), ebenfalls ein besonders ausgeprägter Kolk zu finden ist. Das mag Zufall sein, kann jedoch auch bedeuten, daß tatsächlich diese großmorphologische Formenkette signifikant Sedimentationsvorgänge vorgibt (oder umgekehrt!).

Interessant ist jedenfalls, daß sich die Baggermengen über Zeit und Raum sehr gut mit der Großmorphologie korrelieren lassen (s. Tab. 6). Siehe hierzu DAMSCHNEIDER (1983, S. 33–34):

„Es fallen drei Strombereiche überdurchschnittlich hoher Baggerleistungen besonders auf:

1. km 675–km 671
2. km 654
3. km 645–km 643

Die Bereiche 1 und 2 sind auffälligerweise identisch mit Übergangszonen zwischen den ‚Super-Bänken, während Bereich 3 durch einen lokalen Kolk innerhalb der ‚Super-Bank km 654–km 640 markiert ist. Aus Gründen der (. . .) recht hohen Fehlerquote kann nur spekulativ argumentiert werden: Denkbar wäre eine Sandfalle in der Übergangszone zweier Bänke, d.h. eine Art Hohlform, in der sich stromauf wanderndes Material (Verlagerung der Erosions- und Akkumulationsschwerpunkte) und stromab bewegendes Gut (Riesenrippeln?) überproportional ansammeln und auf diese Weise die Baggerwerte erhöhen. Diese Vorstellung ist ein reines Gedankenmodell und z. Z. nicht verifizierbar.“

Dieser Aussage ist zum jetzigen Zeitpunkt nichts hinzuzufügen. Wir müssen die Großmorphologie als existent hinnehmen und damit akzeptieren, daß Bereiche besonders hoher Baggermengen dadurch vorgegeben sein können.

2.2 Materialentnahme

Es ist bezeichnend, daß die in Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Schlickeintreibungen speziell in zwei Bereichen anzutreffen sind:

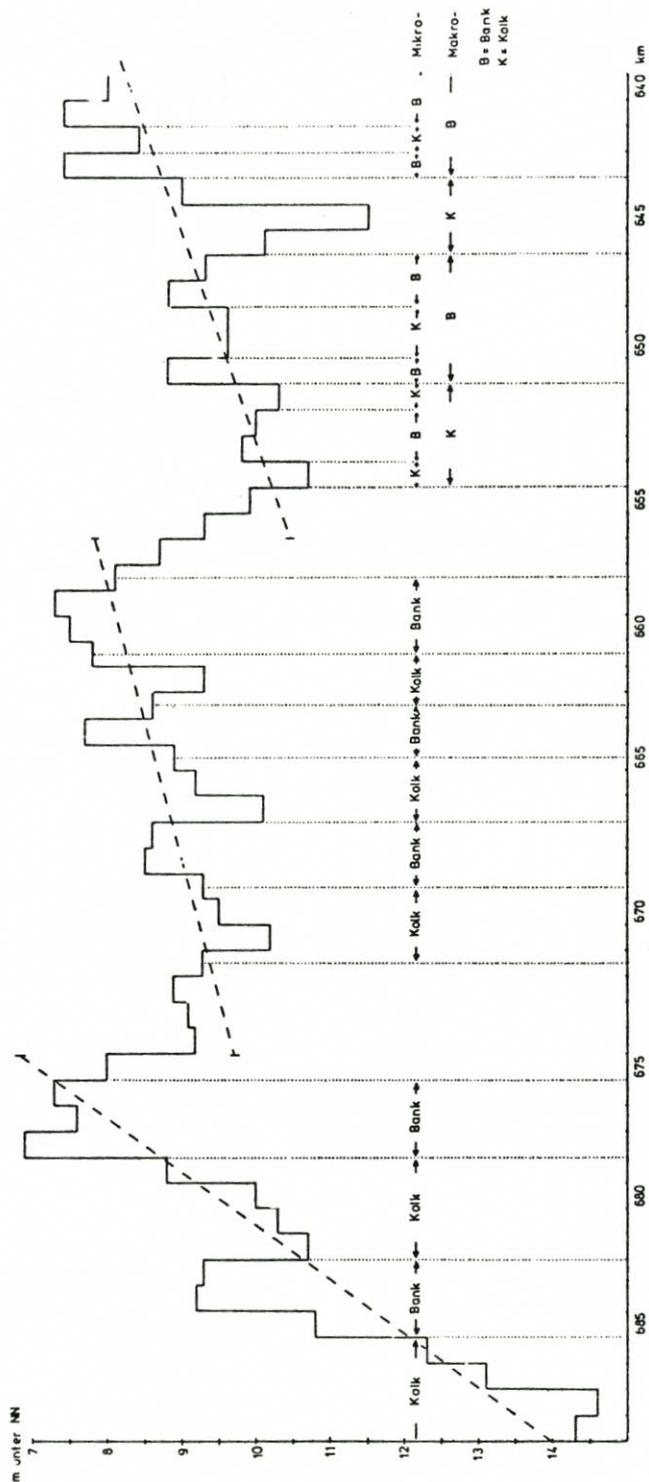


Abb. 8. Digitales Längsprofil der gemittelten Tiefen unter NN, Elb-Kilometer 640 bis 689 (km-Querschnitte, Peiljahr 1979, nach DAMMSCHNEIDER, 1983)

Tabelle 6. Baggermengen der Unterebbe-Kilometer 689-640 im Zeitraum 1972 bis 1979 (Mengenangaben in aufgelockerten Kubikmaßen, s. DAMMSCHNEIDER, 1983, S. 33)

Bereich km	Menge	Bereich km	Menge
689	7.035	664	430.666
688	68.604	663	6.028
687	470.229	662	385.342
686	429.187	661	453.224
685	527.307	660	433.813
684	307.269	659	848.932
683	340.002	658	437.076
682	438.496	657	430.611
681	365.303	656/657	341.268
680	180.475	656	454.814
679	213.601	655	526.189
678	333.132	654	1.211.696
677	424.499	653	366.843
676	638.117	652	539.065
675	1.160.603	651	372.595
674	1.099.520	650	754.082
673	1.087.367	649	778.703
672	1.248.500	648	552.444
671	1.067.843	647	719.499
670/671	640.979	646/647	594.219
670	619.677	646	785.778
669/670	520.409	645	1.112.353
669	537.293	644	1.515.862
668	438.059	643	1.689.871
667	530.223	642	586.430
666	692.327	641	886.630
665	443.652	640	903.904

- a) **nördlich** der Richtfeuerlinie („Rot“) mit Schwerpunkt bei Kilometer 672, d. h. unmittelbar vor Rhinplatte-Süd,
 b) **südlich** der Richtfeuerlinie („Grün“) mit Schwerpunkt im Bereich des Kilometers 675.

Zur Analyse dieser strukturierten Verteilung wurden für die Jahre nach 1980 Baggermendifferenzierungen über die Strecke angefertigt (Mengen je 100 m). Am Beispiel des Jahres 1983 zeigt sich, daß die Zonen mit den *p r i m ä r e n* Baggermengen nördlich der Richtfeuerlinie („Rot“) angesiedelt sind, wesentlich geringere in „Mitte“ und „Grün“.

Interessant ist, daß die Hauptbaggergebiete zueinander versetzt auftreten (s. Pfeil in Abb. 9). Es stellt sich die Frage, ob dies einen Hinweis auf eine bevorzugte Transportbahn für das vor Rhinplatte eintreibende Material darstellt. Wie Abb. 10 zeigt, läßt sich zumindest im Zeitraum von Februar 1982 bis August 1982 ein Materialtransportvorgang tatsächlich sehr plastisch nachvollziehen: Jeweils im Wechsel mit einem Monat ohne Baggerung verlagert sich nämlich die Materialentnahmetätigkeit aus dem Bereich nördlich der Richtfeuerlinie über die Fahrwassermitte in den Bereich südlich der Richtlinie. Anders formuliert: Die Baggeraktivität vollzieht möglicherweise die Wanderung von Material nach.

Auch die in Abb. 11 dargestellte Querprofilverteilung der relativen Baggerhäufigkeit (Zeitraum 1. 1980 bis 8. 1985) läßt eine Bewegung von Material in spitzem Winkel quer durch die Fahrrinne durchaus realistisch erscheinen. Hauptaktivitätszonen sind danach

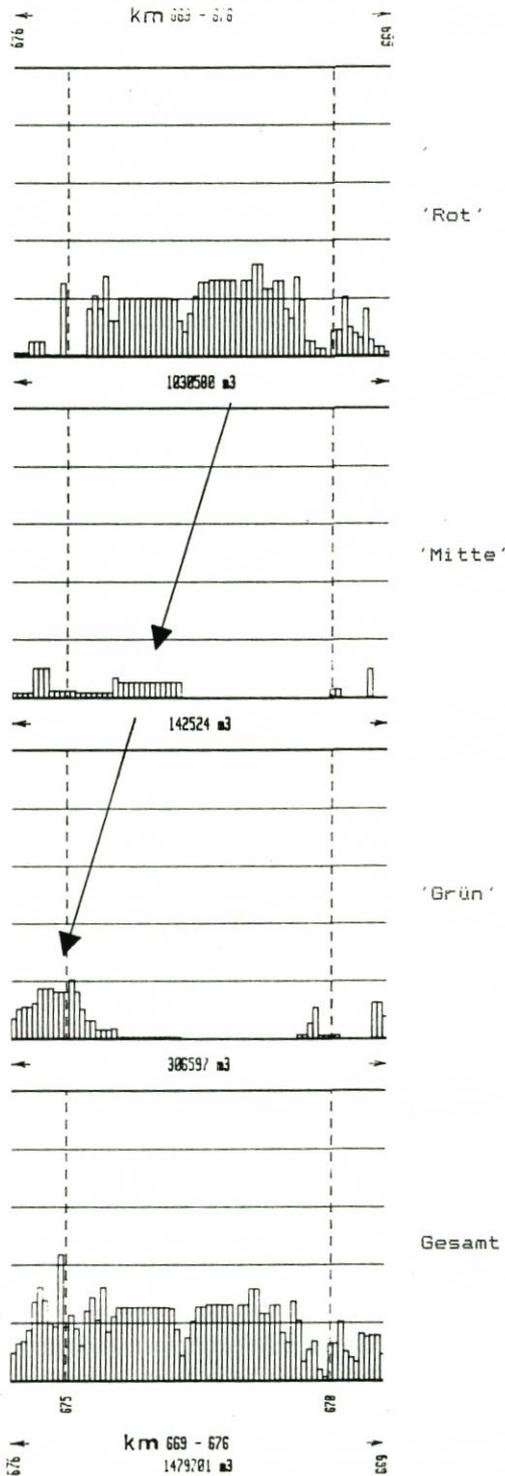


Abb. 9. Baggermengenverteilung im Bereich Rhinplatte im Jahr 1983. (Differenzierte Auftragung nach Fahrwasserbereichen, jeweils pro 100 m)

Baggerbereiche

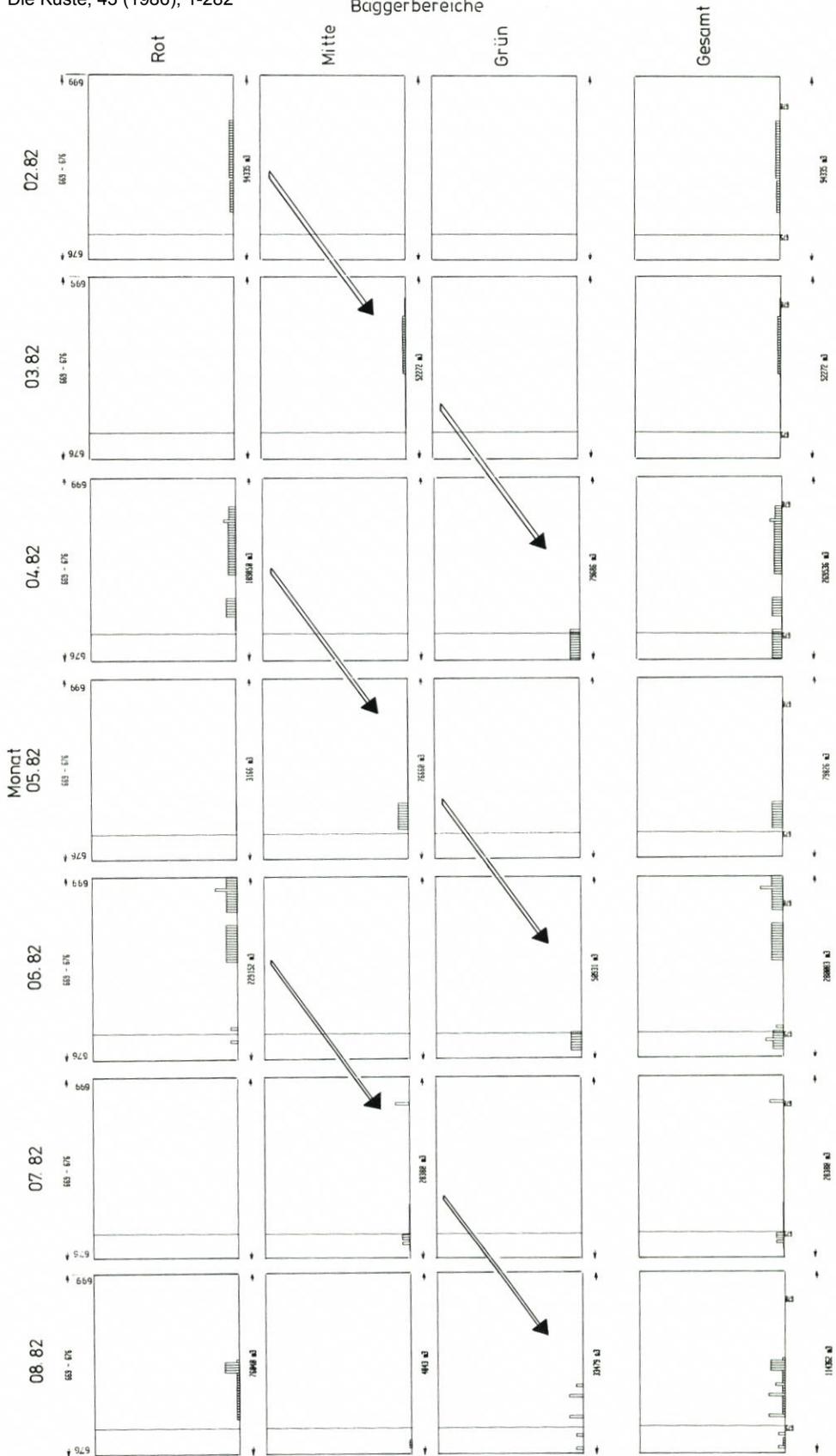


Abb. 10. Baggermengenverteilung im Bereich der Elb-Kilometer 669 bis 676, getrennt nach Baggerbereichen, Zeitraum Februar bis August 1982.

← = Verlagerung der Baggersatzbereiche über Zeit und Raum

- nördlich der Richtlinie („Rot“) zwischen km 671 und 674
- und
- südlich der Richtlinie („Grün“) zwischen km 674 und 676.

Die Schwerpunkte des Baggereinsatzes zeigen eine stromab verlaufende Verschiebung der Baggertätigkeit von „Rot“ nach „Grün“ an – und dies beinhaltet sowohl die gleiche Orientierung als auch den gleichen Gradienten wie bei der Baggermengenverteilung (Abb. 9).

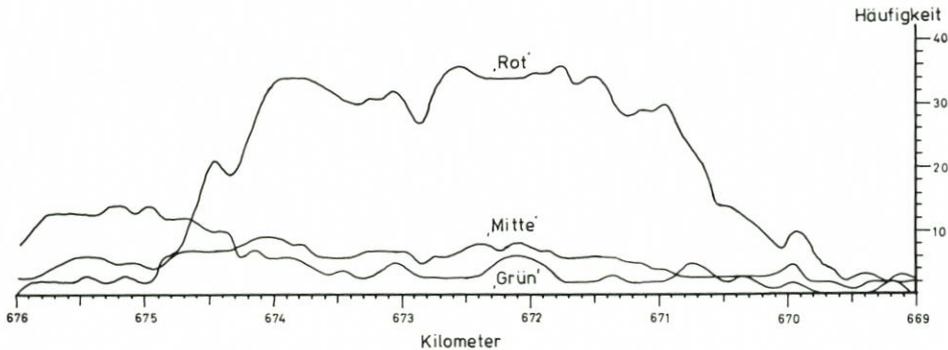


Abb. 11. Häufigkeitsverteilung der Baggerungen im Bereich Rhinplatte, Zeitraum Januar 1980 bis August 1985. Aufstellung in 100-m-Schritten, nach Fahrwasserbereichen differenziert

2.3 Gerinnedynamik

2.3.1 Stromfäden

Es stellt sich die Frage:

„Woher kommt der zu baggernde Schlick, warum setzt er sich bevorzugt gerade hier und in dieser gerichteten Struktur ab?“

DAMMSCHNEIDER und FELSHART (1985, S. 101) weisen darauf hin, daß mit Blick auf den Materialtransport bzw. den Eintrieb von Sediment in die Fahrrinne

„die Identifikation der natürlichen Mäanderfaktoren größte Bedeutung (besitzt), denn ob eine gebaggerte Fahrrinne sich der Hauptstromkomponente weitestgehend anpaßt oder vielleicht im Gegenteil eine solche schneidet, kann ebenso Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Baggerbetriebes haben wie ein Verklappen von Baggergut im Verlauf einer ‚inneren‘ Strömung.“

Der bereits in DAMMSCHNEIDER (1983) aufgetragene Verlauf der Mäanderbögen gibt bei der Analyse natürlicher Stromfadenschwingungen eine gewisse Hilfestellung, obwohl, wie der Verfasser darin auch anführt, „es uns aus dem jetzigen Kenntnisstand heraus noch nicht gelingt, die feinen Differenzierungen im Strömungsmuster wahrzunehmen“.

Wie Abb. 12 wiedergibt, verläuft ein Stromfaden aus dem Bereich Rhinplatte Süd in spitzem Winkel stromab durch das Fahrwasser, um bei km 675 in den Bereich Krautsander Watt-Brammerbank zu setzen. Damit ist angedeutet, daß die in Abschnitt 2.2 dargestellten räumlichen Disparitäten in der Baggerhäufigkeit keine Zufallsverteilung sein müssen und ein potentieller Quertransport tatsächlich denkbar wäre.

Grundsätzlich könnte die quantitative morphologische Entwicklung weitere Hinweise liefern, und so gibt die Tab. 7 auch tatsächlich trendmäßig wichtige Informationen. Es handelt sich dabei um die differenzierte quantitative morphologische Veränderung im Zeitraum

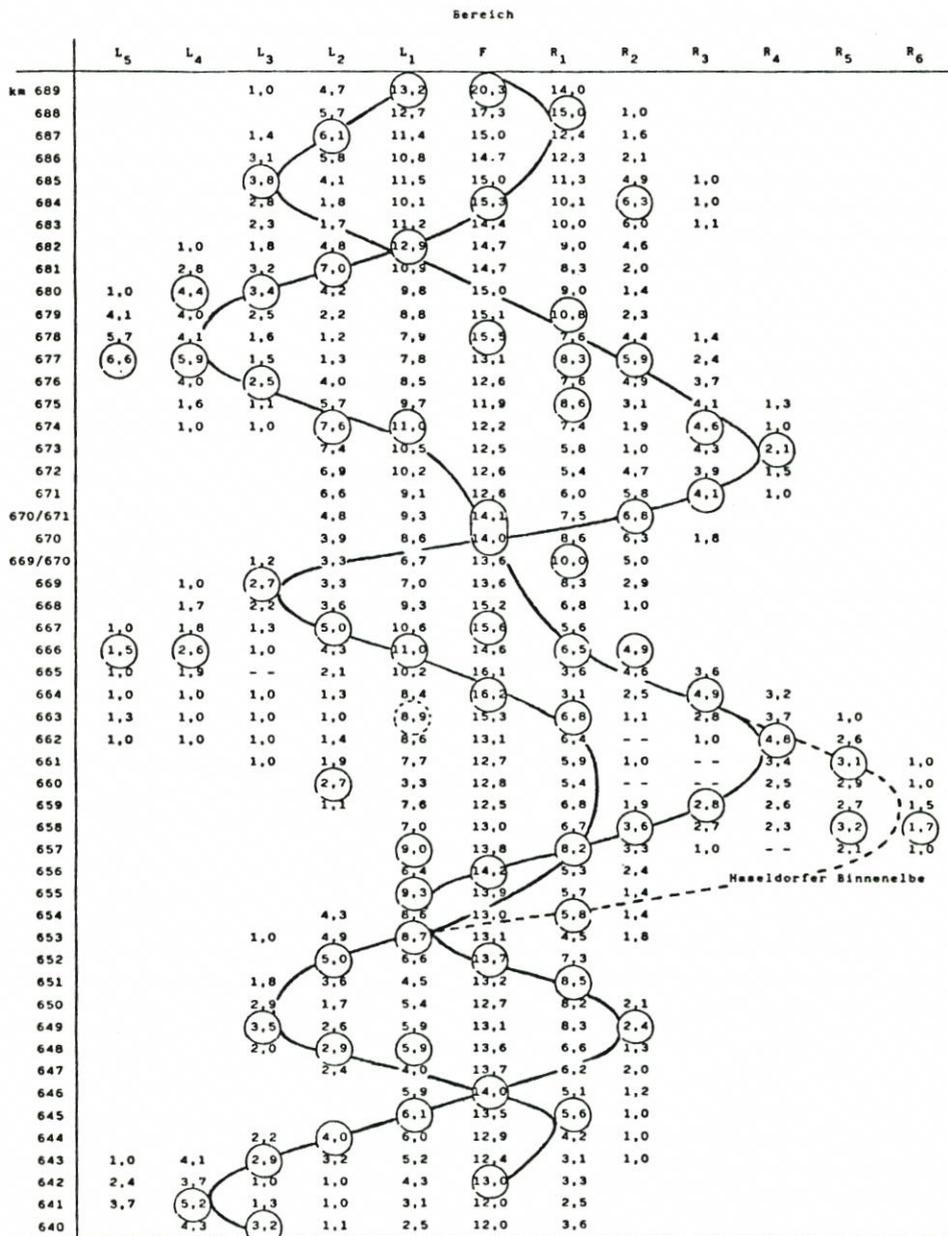


Abb. 12. Gemittelte Tiefen unter KN der Elb-Km 640 bis 689

○ im Längsprofil aufeinanderfolgende relative Tiefenmaxima mit gedachter Verbindungslinie (L_x = linker Uferbereich, R_x = rechter Uferbereich, F = Fahrwasser, je Feldeinheit mit 400 m Breite und 1000 m Länge. Werte in m unter KN, nach quantitativer Kartenauswertung, s. DAMMSCHNEIDER, 1983)

1977-1979, also nach Abschluß des 13,5-m-Fahrwasser-Ausbaus. Für diese Zeit kann angenommen werden, daß die Sohle danach strebte, ihr inneres Gleichgewicht wiederherzustellen, sich nach künstlichem Eingriff also wieder zu stabilisieren. Das bedeutet, daß wir aus den

tatsächlich ablesbaren morphologischen Veränderungen dieses Zeitraums jeweils Gebiete identifizieren können, die sich aller Wahrscheinlichkeit nach im natürlichen Trend verhalten: Ein „Akkumulationsabschnitt“ wird sich in dieser Phase natürlicherweise akkumulativ verhalten, ein „Erosionsabschnitt“ erosiv.

Tabelle 7. Quantitative morphologische Veränderungen im Zeitraum 1977-1979 und Gesamtbaggermengen. Wertangaben je Feld, tatsächliche Breite jeweils 400 m, Länge 1000 m.

F = Fahrwasser, G₁ = „Grün“ = erstes Feld südlich des Fahrwassers, R₁ = „Rot“ = erstes Feld nördlich des Fahrwassers

km	G ₁	Bereich F	R ₁	Baggermengen
678	+ 92.160	+ 194.960	+ 3.000	—
677	- 88.680	+ 161.160	+ 32.840	48.436
676	- 75.920	+ 16.560	- 114.280	96.397
675	+ 14.200	- 91.640	- 81.200	247.810
674	+ 13.640	- 81.840	- 74.280	424.121
673	+ 66.000	+ 87.040	- 17.560	455.578
672	+ 36.320	- 71.960	- 96.920	517.143
671	+ 20.640	+ 323.600	- 671.920	476.767
670	+ 52.480	+ 139.720	+ 15.360	170.147

(Werte in m³, aus DAMMSCHNEIDER, 1983, Anlage 3)

Es fällt auf, daß genau dort, wo nach Abschnitt 2.2 die Baggeraktivität das Fahrwasser in spitzem Winkel durchschreitet, akkumuliert wird (s. Pfeile in Tab. 7).

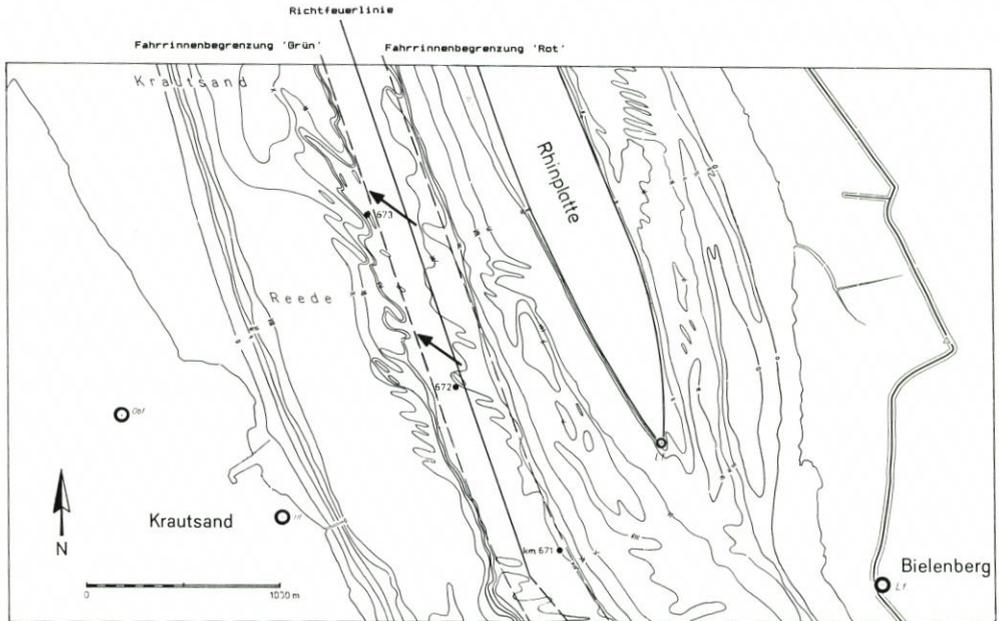
Die Karte 4 aus dem Strombereich vor Rhinplatte-Süd gibt ebenfalls einen Eindruck von der morphodynamischen Differenziertheit dieses Raumes. Danach erkennt man im Verlauf der Isobathen des Hauptelbe-Nordufers den deutlichen Gegensatz zwischen dem glatten Sohlabfall stromab km 673,0 und dem unruhigen Sohlrelief stromauf dieses Grenzpunktes. Unter Umständen kommt im Sohlrelief eine zwischen km 672,0 und km 673,0 aus dem Nordufer in die Fahrrinne einlaufende Stromkomponente zum Ausdruck: In spitzem Winkel stromab aus der nördlichen Fahrrinnenkante („Rot“) herauslaufende Isobathensporne bzw. -rippen lassen auf einen in dieser Richtung erfolgenden Strom schließen. Interessanterweise finden diese Sporne des Nordufers ihr Pendant in der südlichen Fahrrinnenkante („Grün“): Hier keilen in gleicher Orientierung mehrere tiefere Isobathenbereiche in die Flachwasserzone hinein (siehe Pfeile in Karte 4). Man ist beinahe versucht, die allgemeine Morphologie von Nord- und Südufer puzzleartig ineinander zu fügen.

2.3.2 Materialeintrieb

Die Frage, die sich daraufhin stellt, lautet:

„Ergibt sich aus dem Verlauf der internen Stromfäden und der Erkenntnis über eine zuschlickende Sohle eine Begründung für die gerichtete Struktur der Sohlverschlickung?“

Der Verfasser ist grundsätzlich der Ansicht, daß zunächst davon ausgegangen werden muß, daß ein Transport von Material in das Untersuchungsgebiet hinein stattfindet. Dies beweisen im Vergleich zu den ober- und unterstromig anfallenden Unterhaltsbaggermengen allein schon die hier wesentlich höheren Massenentnahmen.



Karte 4. Sohlenmorphologie im Strombereich bei Rhinplatte-Süd, km 670,6–673,8. Isobathen in 2 m Äquidistanz, bezogen auf KN + 3,80 m NN – 5,00 m, nach Blatt 2 der Jahreshauptpeilkarte 1982 des WSA Hamburg

Konkret bedeutet es, daß dem nördlichen Hauptelbe-Strombereich vor Rhinplatte größere Mengen Material von außen zugeführt werden (Materialumlagerungsraum großer Intensität). Von dort wird (gemäß den Indizien der Abschnitte 2.1.2 bis 2.3) durch einen mäandrierend verlaufenden Stromfaden Material in die Fahrrinne eingetragen. Dies geschieht in den Kilometern 672 bis 674. Hier ergeben sich zwangsläufig die höchsten Baggermengen (s. Abb. 9). In die südliche Fahrwasserkannte tritt der Stromfaden bei km 675 über und sorgt auch an dieser Stelle für eine, wenn auch wesentlich schwächere, Sedimentation.

Es wäre denkbar, daß die Fahrwasserquerung des Stromfadens eine Art „Transportbrücke“ darstellt!

Abb. 13 gibt diese Vorstellung schematisch wieder, zeigt jedoch zunächst nur eines von mehreren möglichen Grundprinzipien des Materialtransportes bzw. Fahrwassereintriebes in einem Tidefluß: Ein sogenannter Stromfaden (innere Strömung) nimmt an bestimmten Regionen des Flußlaufes Material auf (Erosion), verfrachtet es eine gewisse Strecke (Transport) und lagert es erneut ab (Sedimentation). Im Gesamtgeschehen wird damit Material, z. B. auch Schlack, umgelagert. Da ein solcher Transport- bzw. Umlagerungsstrom immer die Neigung besitzt, mäandrierend (in Schwingungen) zu verlaufen, muß er zwangsläufig auch an definierten Stellen die Fahrrinne kreuzen.

Im Bereich des Übertritts eines solchen Stromfadens aus Flachwasserregionen in die tiefe Fahrwasserrinne wird

- a) mit plötzlicher Zunahme des Stromfaden-„Querschnittes“ die relative „Fließ“-Geschwindigkeit verringert sowie
- b) vom Strom ganz einfach Material „über die Kante“ geschoben (gravitative Seitendenudation, nach DAMMSCHNEIDER, 1983).

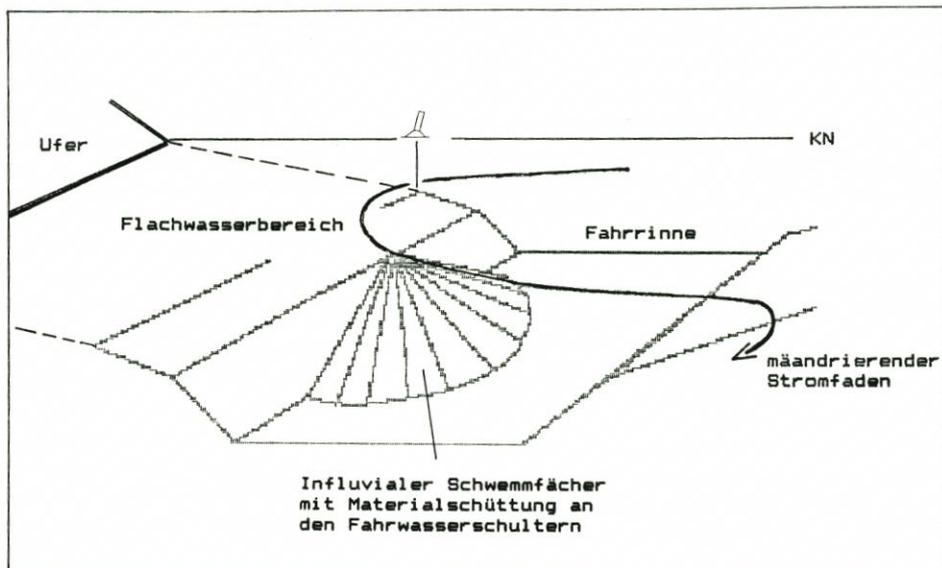


Abb. 13. Materialeintrieb an der Fahrwasserschulter. Schematisch-räumliche Darstellung eines „influvialen Schwemmfächers“, der sich im Bereich der Fahrinnenkanten-Überschreitung eines mäandrierenden Stromfadens bildet („Lee“-Sedimentation)

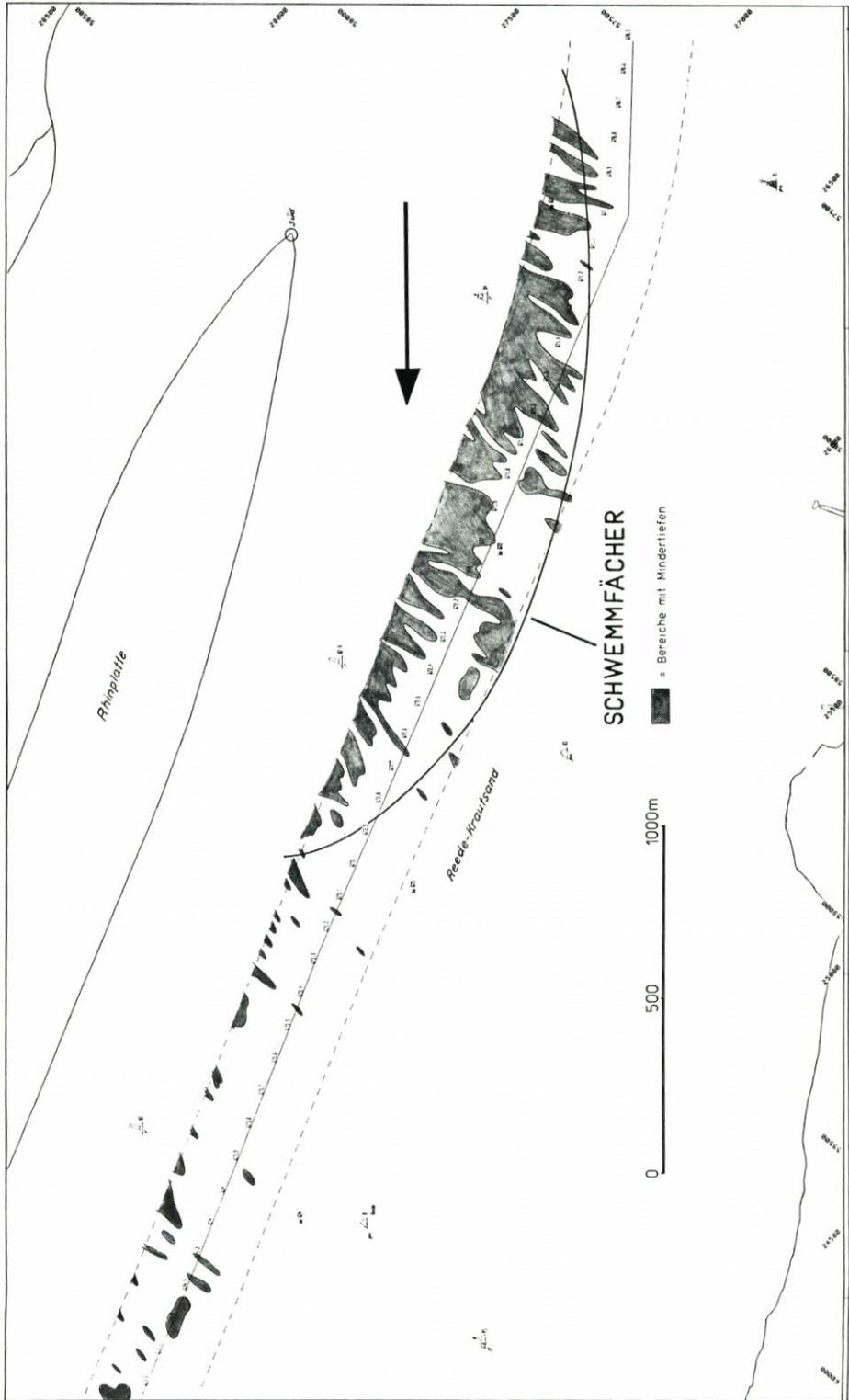
An solcher Stelle kommt es also zu einem verstärkten Absetzen von Material in der Fahrrinne bzw. an deren innerer Kante.

Konkret für den Bereich Rhinplatte würde dies bedeuten: Es existiert im Bereich des Stromfadeneintritts vom Nordufer her eine Art „influvialer Schwemmfächer“ mit Materialeintrieb und im Bereich vor der südlichen Fahrinnenschulter (Austritt des Stromfadens) ein leichter Materialstau. Ein Blick auf die Karte 5 (13. 8. 1985) bringt dies für einen Zustand beispielhaft zum Ausdruck: Die Zungenspitze der in die Fahrrinne vorspringenden Mindertiefen liegt bei km 672,2, die Ansatzpunkte (Grenzpunkte) des „Schwemmfächers“ liegen oberstromig bei km 670,7 und unterstromig bei km 673,1.

Querprofilpeilungen wären theoretisch in der Lage, die Entwicklung eines influvialen Schwemmfächers zu belegen. Gemessen wurde deshalb unmittelbar nach einer Baggerung am 19. 8. 1985 im km 671,6 und 672,0. In der Folgezeit wurden dann alle zwei Tage bis zum 26. 8. 1985 diese Meßprofile wiederholt sowie jeweils zusätzlich 52 m und 113 m nördlich der Richtlinie ein Längsprofil gefahren.

Die Profilveränderungen innerhalb eines so kurzen Zeitraumes sind jedoch, da bereits kleinste Kursabweichungen des Peilschiffes unter Umständen gewaltige Veränderungen „beweisen“, nicht besonders aussagekräftig. Dennoch verifizieren sie zumindest im Trend die oben vorgestellte Theorie, indem zum Ausdruck kommt, daß bei km 671,6 Material tendenziell eher an der Nordkante der Fahrrinne absetzt, bei km 672,0 die Akkumulation jedoch bereits mehr in Fahrwassermitte liegt.

Grundsätzlich ist aus allen Darstellungsformen (Profile, Karten, Baggermengen- und Baggerhäufigkeitsverteilung) zu entnehmen, daß, ausgehend von einem gedachten Nullpunkt bei Rhinplatte-Süd, der Materialtransport bzw. die Materialakkumulation stromab zunehmend vom nördlichen zum mittleren Bereich der Fahrrinne vorstößt, um dann wieder zurückzuweichen. Dies bedeutet, daß hier die Halbkreisform eines vom Nordufer zur Fahrwassermitte hin vorstoßenden Mindertiefenbereiches vorliegt (s. Karte 5).



Karte 5. Mindertiefenbereiche in der Fahrrinne vor Rhinplatte, gemessen am 13. 8. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
----- = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)

Um jedoch die vorliegende Form, zumal nicht subaerisch, mit der bewertenden Definition „Schwemmächer“ wirklich belegen zu können, muß auch die Genese entsprechend ablaufen. Die oben angeführten Profilmessungen sind dazu allerdings nicht ausreichend aussagefähig.

Zum Glück (im wissenschaftlichen Sinne!) trat im Untersuchungszeitraum eine zweite gut zu beobachtende und durch Messungen dokumentierte Zuschlick-Phase ein, welche schätzungsweise am 10. 9. 1985 begann.

Die Sukzession bzw. Genese des Materialeintriebes lief wie folgt ab:

- 2. 9. 1985 (Karte 6): Sohle ohne wesentliche Mindertiefen
- 19. 9. 1985 (Karte 7): Sohle mit Mindertiefen nördlich der Richtlinie („Rot“), Schwemmächer-Form mit Schwerpunkt bei km 672,9
- 25. 9. 1985 (Karte 8): Sohle mit wesentlichen Mindertiefen nördlich der Richtfeuerlinie, Schwemmächer-Spitze über die Richtlinie hinaus nach „Grün“ hineinreichend, Schwerpunkt wiederum bei km 672,9
- 1. 10. 1985 (Karte 9): Sohle mit wesentlichen Mindertiefen nördlich der Richtfeuerlinie, die influviale Schwemmächer-Spitze wurde im Vergleich zur Peilung vom 25. 9. 1985 jedoch bereits bis zur Mitte der Fahrrinne (Richtfeuerlinie) wieder abgebagert

Die Karte 10 und Abb. 14 zeigen die Sukzession und Genese des influvialen Schwemmäckers in ihren inneren Details:

Im Bereich der stark gepunktet dargestellten Profillinien der Karte 10 war zuerst, also am 19. 9. 1985, ein deutlicher Materialeintrieb mit der Ausbildung von Mindertiefen festzustellen (Ausdehnung der Mindertiefenbereiche s. Karte 7). Bei einer Nachpeilung am 25. 9. 1985 hatte sich das Gebiet mit Verschlickung der Sohle bereits wesentlich erweitert; es nahm nunmehr zusätzlich den gesamten dünn gepunktet dargestellten Bereich ein (Ausdehnung der Mindertiefenbereiche s. Karte 8).

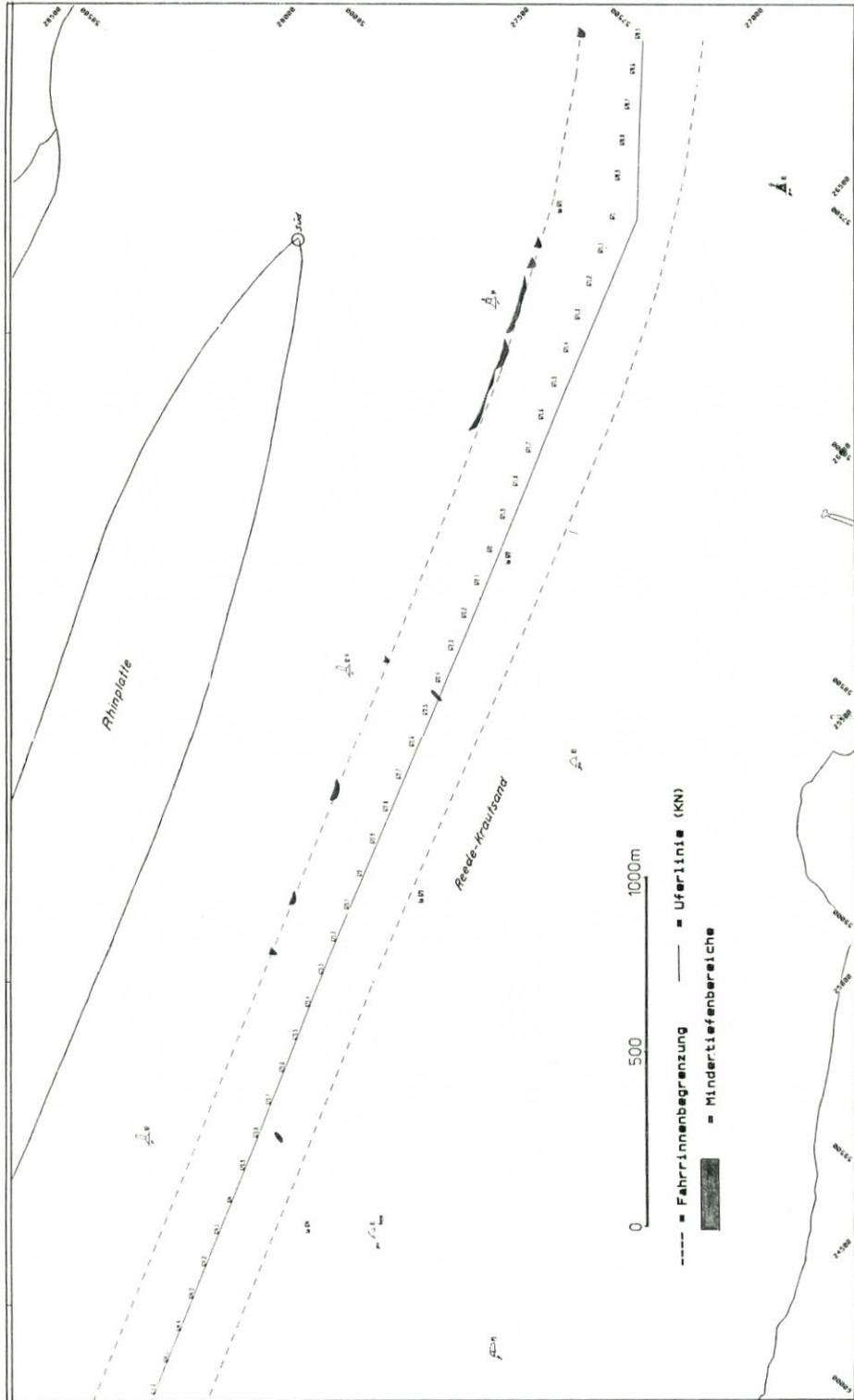
Interessant ist, daß entsprechend der Theorie des „influvalen Schwemmäckers“ bzw. „Stromfadeneintriebs“ (Abb. 13) nicht nur die äußere Form die Definition erfüllt, sondern auch die halbkreisförmige Materialablagerung der Vorstellung einer vom Fahrinnenrand ausgehenden Materialschüttung entspricht. Der Profilschrieb in Abb. 14 zeigt deutlich die Zerteilung des influvialen Schwemmäckers: Im stark gepunktet dargestellten Bereich ist die erste Phase der Materialschüttung zwar noch am doppelten Echo zu erkennen (Schlick über fester Sohle), jedoch ist dieser Schlick bereits relativ verdichtet (konsolidiert).

Das heißt, es hat sich der anfangs (zuerst) eingetriebene Schlick schon gesetzt, was bei dem zuletzt eingetriebenen Material (schwach gepunktet dargestellt) noch nicht der Fall ist. Hier ist der doppelte Echohorizont wesentlich ausgeprägter, die Verdichtung noch nicht so weit fortgeschritten – in diesem Bereich wird aktuell Schlick in die Fahrwassersohle eingetragen!

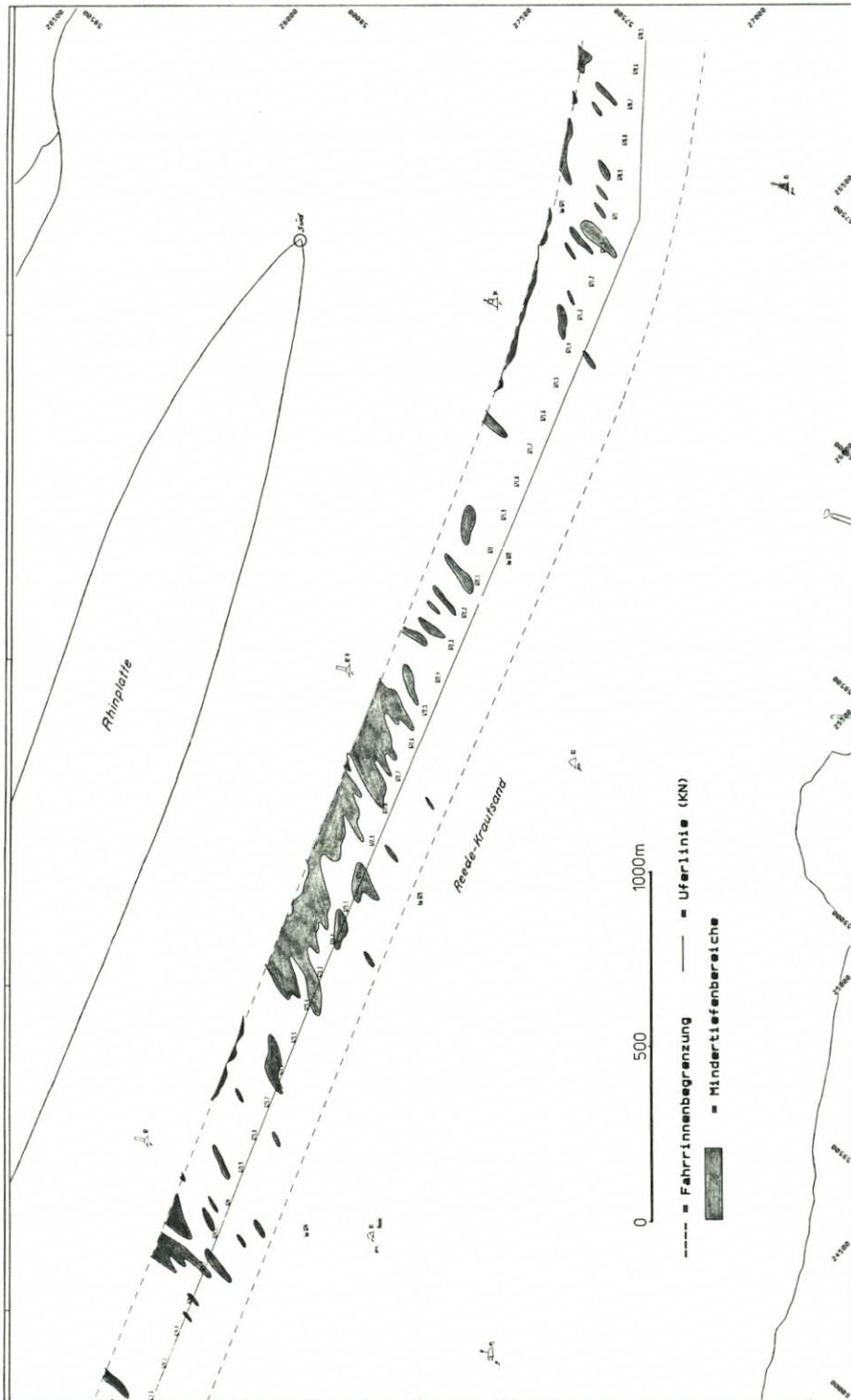
Form und Genese des Eintriebsgebietes zeigen also einen halbkreisförmigen Verlauf, ganz, wie es im Sinne der Theorie des „influvalen Schwemmäckers im Verlauf eines internen Stromfadens“ zu erwarten ist.

Grundsätzlich unterliegt der hier zu beobachtende Vorgang des Stromfadeneintriebs natürlich ganz bestimmten Randfaktoren (Wassertemperatur, Salzgehalt, Oberwasser), so daß Schwankungen in der Stärke der Sedimentation auftreten. In diesem Sinne war die in der Zeit zwischen dem 2. 9. 1985 und dem 25. 9. 1985 abgelaufene Sukzession ein wissenschaftlich besonders zufriedenstellender Umstand, da (aus bisher nur unzureichend bekannten Gründen) eine sehr kräftige Materialschüttung im Bereich der Fahrrinne vor Rhinplatte-Süd vorlag.

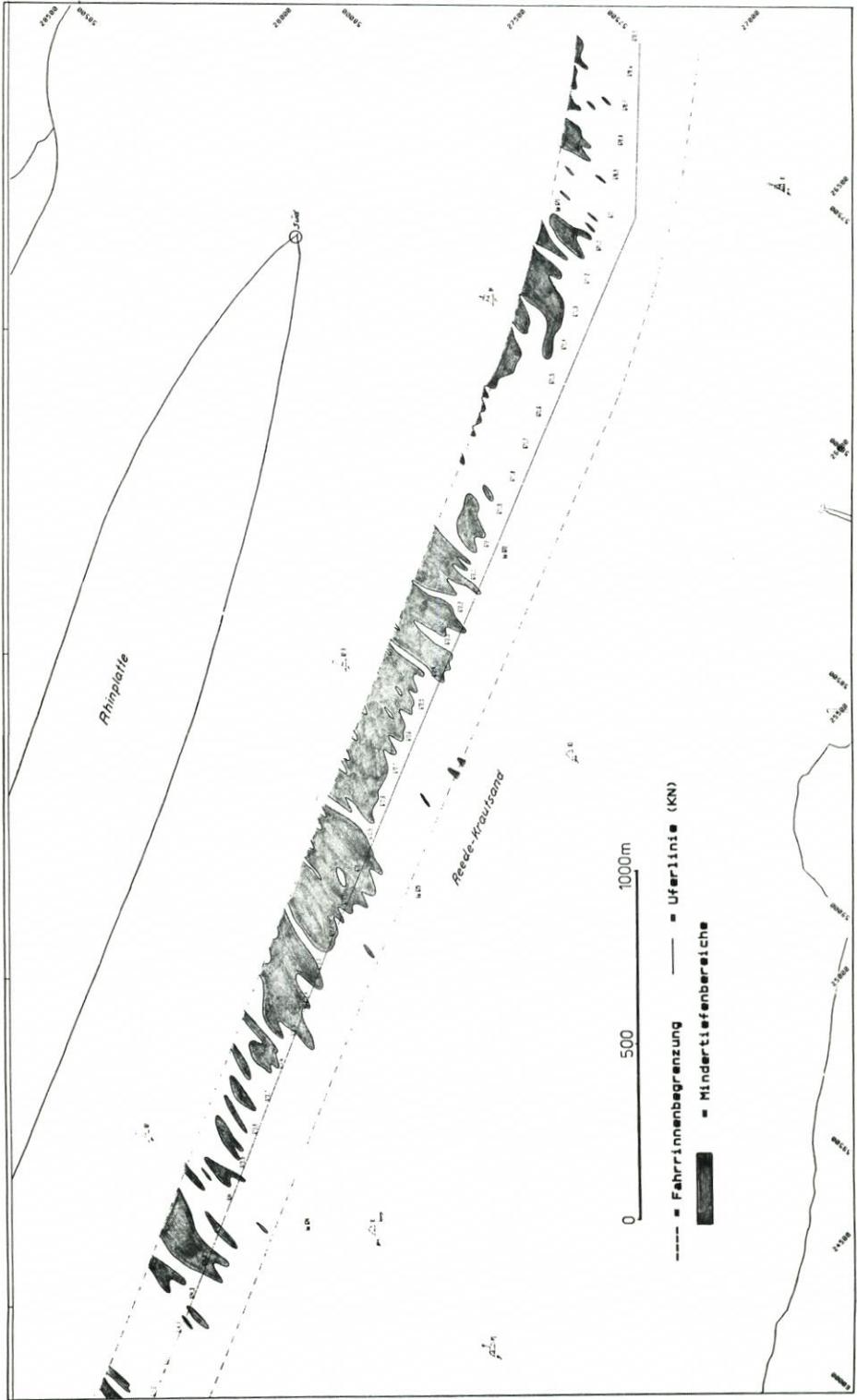
In einer zusammenfassenden Bewertung bedeutet die beobachtete Sukzessionsfolge



Karte 6. Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 2. 9. 1985, Peilschiff „Biene“
 WSA Hamburg
 --- = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)
 ■ = Mindertiefenbereiche



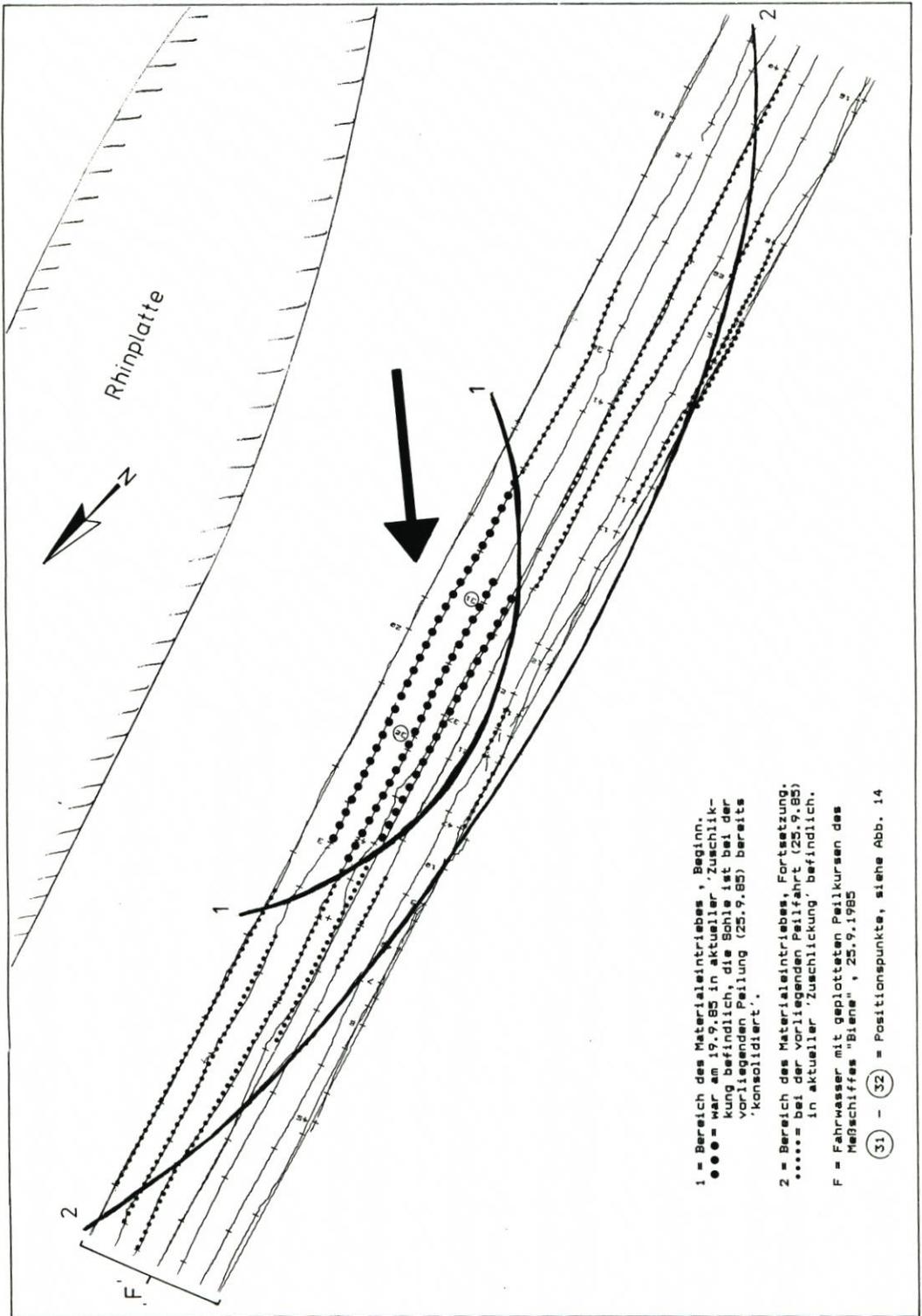
Karte 7. Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 19. 9. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
 - - - - - = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)
 ■ = Mindertiefenbereiche



Karte 8. Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 25. 9. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg
----- = Fahrinnenbegrenzung — = Uferlinie (KN)
■ = Mindertiefenbereiche



Karte 9. Mindertiefenbereiche in der Fahrinne vor Rhinplatte, gemessen am 1. 10. 1985, Peilschiff „Biene“ WSA Hamburg



- 1 = Bereich des Materialeintriebes, Beginn.
- = Mar. an 19.9.85 in aktueller 'Zuschlick-
kung' befindlich, die Sohle ist bei der
vorliegenden Peilung (25.9.85) bereits
'konsolidiert'.
- 2 = Bereich des Materialeintriebes, Fortsetzung.
- = bei der vorliegenden Peilfahrt (25.9.85)
in aktueller 'Zuschlickung' befindlich.
- F = Fahrwasser mit geplotteten Peilkursen des
Meßschiffes "Biene", 25.9.1985
- ① - ② = Positionspunkte, siehe Abb. 14

Karte 10. Schema des Fahrwasseretriebs vor Rhinplatte. Vermutete Eintriebsrichtung und Ausweitung
des in-fluvialen Schwemmfächers

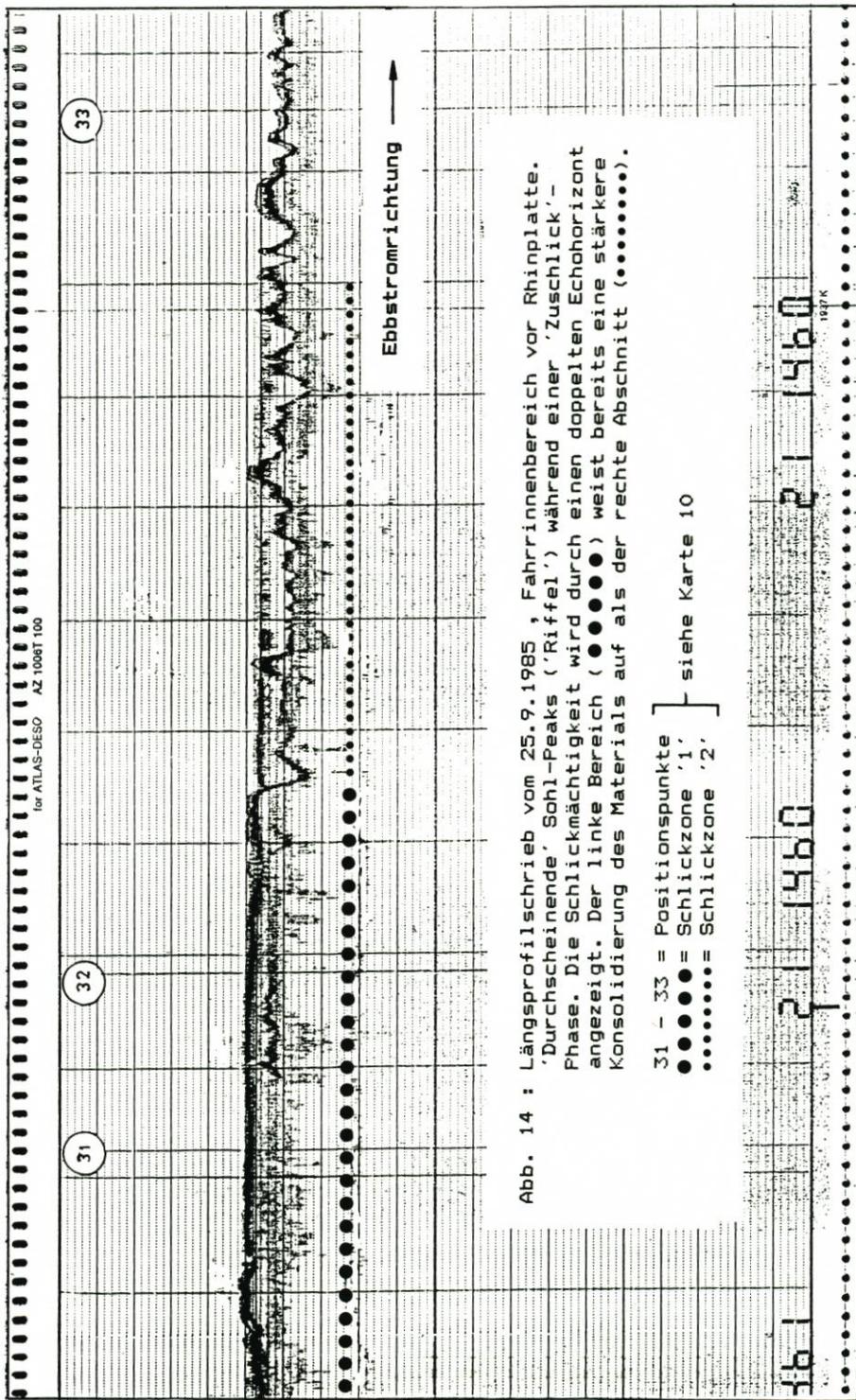


Abb. 14.

nichts anderes, als daß mit zunehmender Dauer ohne Baggerung ein sich einstellender influvialer Schwemmfächer in seiner vertikalen und horizontalen Ausdehnung immer weiter aufbaut. Diese Sukzession beginnt beim beispielhaft untersuchten Gebiet vor Rhinplatte am Nordufer mit einem mittleren Schwerpunkt bei km 672,5. Die Sohlmulden schlickten dabei von Nord nach Süd hin zu; je weiter der influviale Schwemmfächer zur Mitte (Richtfeuerlinie) hin vorstößt, desto größer wird die Massenüberdeckung im Bereich der Nordkante der Fahrrinne.

2.3.3 Strömungsverhältnisse

Wie DAMMSCHNEIDER und FELSHART (1985, S. 108) ausführen, können lokale Strömungsdaten

„trotz großer Anzahl nicht repräsentativ für die Bewertung einer über Jahrzehnte bzw. Jahrhunderte sich einstellende Großform ‚Mäander‘ sein, (da) alle Strömungsaufzeichnungen nur für einen Zeitpunkt und einen Ort gelten. Aus diesem Grund sind sie in dem sogenannten ‚offenen System‘ der Unterelbe zwangsläufig nur unzureichend aussagefähig, insbesondere für ein so komplexes Wirkungsgefüge, wie es die ‚inneren Schwingungen‘ doch sein müssen“.

Dennoch spielen Strömungsdaten natürlich in der Analyse der hydrologisch-morphodynamischen Prozesse vor Rhinplatte eine große Rolle. Dazu trug der Verfasser die vorhandenen Werte der Strommeßprofile bei km 671,5 (Rhinplatte Süd), km 674,1 (Rhinplatte Mitte) und km 676,3 (Rhinplatte Nord) in Vektorform auf. Es stellt sich die sehr interessante Frage:

„Lassen sich in den Strömungsvektoren nicht eventuell doch Hinweise auf einen in spitzem Winkel quer zur allgemeinen Stromrichtung verlaufenden ‚Transportweg‘ finden?“

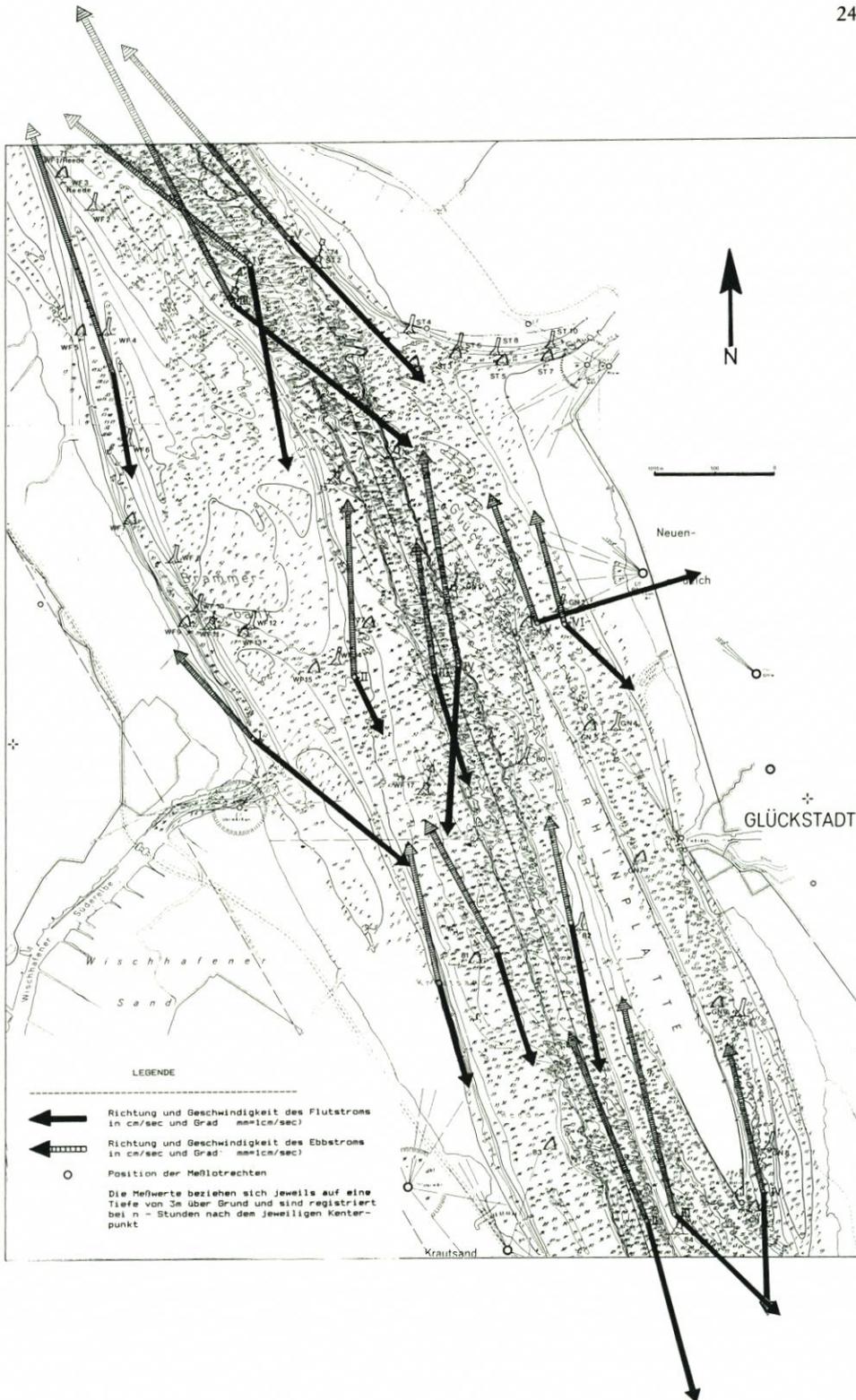
Ein Ansatz aus der Praxis ergab sich bei einem Besuch auf SB „Eberhard Steckhan“ am 1. 8. 1985 im Baggerabschnitt vor Rhinplatte. Im Gespräch bzw. bei Befragung des Kapitäns stellte dieser ohne Kenntnis der in vorliegender Untersuchung dargestellten Fakten fest, daß er „das Schiff im Bereich Rhinplatte Süd besonders g e g e n h a l t e n“ muß, um beim Baggern im jeweiligen Profil zu bleiben.

Zur Kontrolle dieser Aussage wurden zu den bereits vorhandenen Strömungsdaten am 23. 9. 1985 zusätzliche Messungen vorgenommen. Die Stromvektoren der exemplarisch gewählten Karte 11 zeigen, daß in der Tat im Bereich der Hauptelbe vor Rhinplatte zwischen km 671 und 675 tendenziell eine Auslenkung des Stromes zum Südufer hin stattfindet. Ohne die Vektoren im einzelnen zu kommentieren (bzw. kommentieren zu können, da die Bilder der verschiedenen Tidephasen zu umfangreich sind), verläuft im fahwassernahen Meßpunkt bei Rhinplatte-Süd der Ebbstrom leicht in Richtung Krautsand-Reede. In Verlängerung des dabei im Südufer angedeuteten Bogens wird der Strom dann im Meßprofil Rhinplatte Nord, erneut die Fahrrinne querend, in den Bereich der Störmündung geführt.

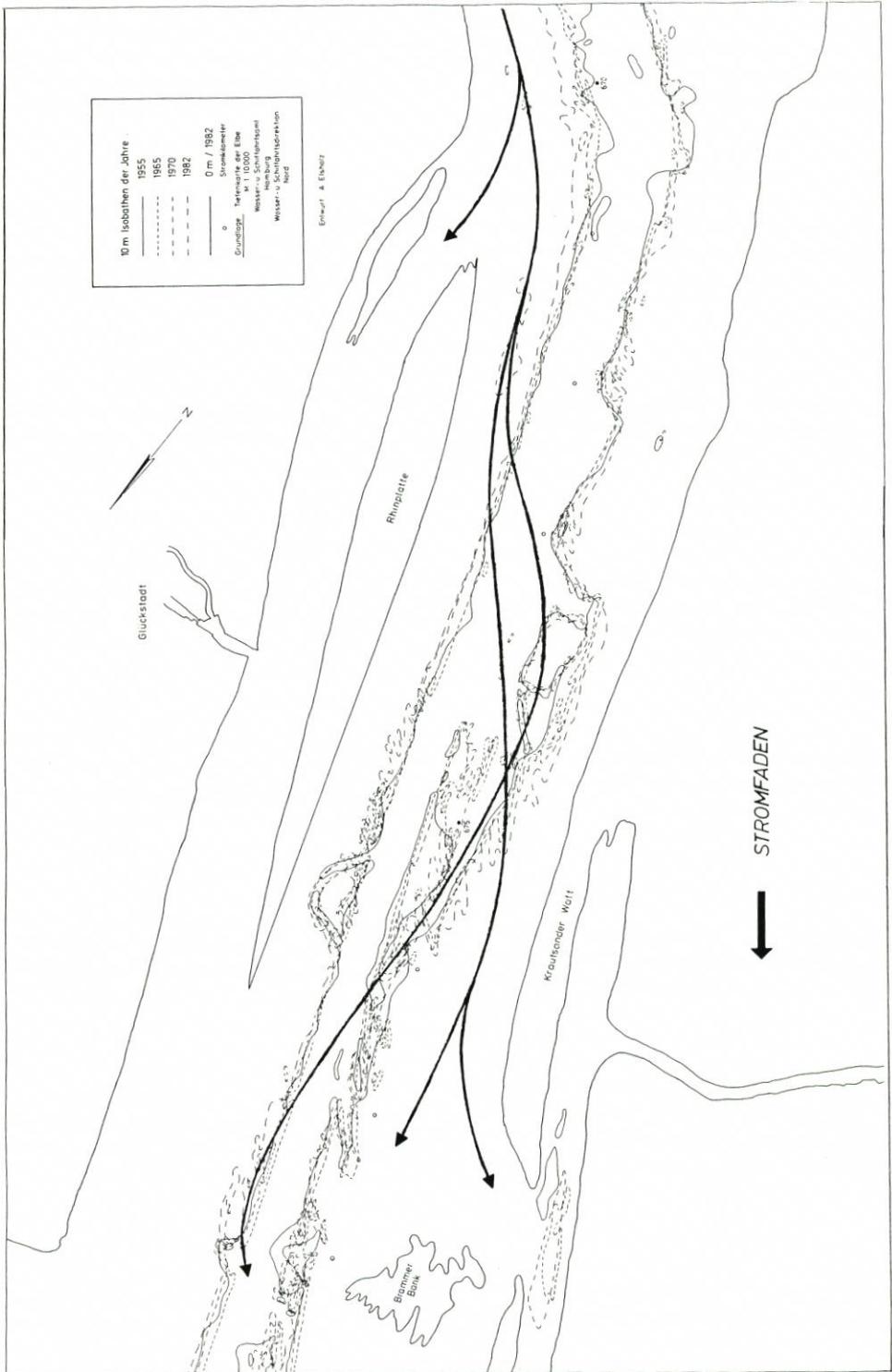
In der interpretativen Zusammenschau der Stromrichtungs-Grundstrukturen je Tidephase ergibt sich die Form einer geschwungenen Strom-Leitlinie, die nicht mit dem allgemeinen Stromstrich übereinstimmt:

Karte 12 zeigt den aus allen zur Zeit verfügbaren Informationen konstruierten Verlauf des „Stromfadens“, dessen Zugbahn im Bereich Brammerbank auch durch eine Schwimmerweguntersuchung von BEHRENS und VAGTS (1985) angedeutet wird. Die Morphologie ist (erwartungsgemäß) angepaßt, und zwar nicht erst seit kurzem, sondern ganz offensichtlich bereits mindestens seit den fünfziger Jahren.

Von Bedeutung ist, daß es offensichtlich im Bereich Rhinplatte-Süd eine besondere Ausprägung des ebbstrom-orientierten Stromfadens gibt, dessen natürliche Umlagerungen



Karte 11. Stromvektoren im Bereich Rhinplatte, 4 Stunden nach Kenterpunkt. Kartengrundlage: Tiefenkarte der Elbe, Hauptpeilung des Jahres 1979, WSA Hamburg



Karte 12. Konstruierter Verlauf des „internen Stromfadens“ vor Rhinplatte

bevorzugt stromab erfolgen, während der Flutstrom keine nennenswerten Eintreibungen verursacht.

2.4 Aktuelle Morphogenese

Die wesentliche Frage für eine Handhabung der immer wieder notwendigen Unterhaltsbaggerungen vor Rhinplatte ist:

„Woher stammt die ‚Masse‘ des Baggergutes; gibt es Möglichkeiten zur Minimierung des Unterhaltungsaufwandes?“

Wie Abschnitt 2.3.2 gezeigt hat, treibt der Hauptanteil des Baggergutes offensichtlich von den relativen Flachwasserbereichen nördlich der Fahrrinne ein. Dort allerdings ist aus den Peilkarten keine Erosion zu erkennen. Wir müssen also davon ausgehen, daß das Material im Fern- und Längstransport angeliefert wird. Dieser Ferntransport nimmt nach Meinung des Verfassers an definierten (noch unbekannt) Stellen der Flachwassergebiete periodisch abgesetztes Material auf, verfrachtet es eine gewisse Strecke und lagert es erneut ab. Dies geschieht über den gesamten Elberaum, beginnend in der Oberelbe, sich über das Hamburger Hafengebiet fortsetzend bis in den Mündungstrichter.

Transportwege könnten die sogenannten „Stromfäden“ sein, die auch dazu führen, daß an bestimmten Stellen, nämlich dort, wo sie die Fahrrinne kreuzen, Materialeintrieb stattfindet. Besonders schwerwiegend wird dieser Eintrieb dann, wenn auch die sonstigen Randbedingungen Akkumulation fördern (Großmorphologie etc.). Zu diesen kritischen Bereichen zählen auch Rhinplatte (und aller Wahrscheinlichkeit nach ebenfalls die Gebiete Wedeler Au, Strom-Kilometer 643–645, sowie Juellssand, Strom-Kilometer 652–654).

Zur Wiederholung: Löcher werden durch den Verlust an Material in den Flachwasserbereichen nicht entstehen, da sie nur als natürliche Umlagerungszonen angesehen werden können, die vom „Nehmen und Geben“ leben. Morphologisch nachweisbar ist diese Umlagerung beispielsweise in der Untersuchung des Verfassers von 1985: Danach bewegen sich relative Erosions- und Akkumulationsschwerpunkte im Längsprofil der Unterelbe, auch in den Flachwasserzonen. Dort findet eine flächenhafte Umlagerung statt, die unmittelbar nicht erkennbar ist, sondern beispielsweise erst durch spezielle quantitative Kartenauswertungen.

Die Ursache für das vordergründige Nichterkennen liegt darin, daß eine Peilkarte in ihrer Originalfassung

a) nicht quantitativ begreifbar ist
und

b) potentielle morphologische Veränderungen flächenhaft vor sich gehen, die vom Betrachter aus dem unmittelbaren Kartenbild heraus nicht aufgefaßt werden können.

Eine Frage bleibt jedoch noch immer offen:

„Wie vereinbaren sich die stromauf verlagernden relativen Erosions- und Akkumulationsschwerpunkte mit dem den Indizien nach stromab erfolgreichem Materialtransport/Fahrwassereintrieb?“

Eine Beantwortung ist zur Zeit noch nicht möglich. Vermutlich handelt es sich dabei aber um einen Vorgang, der wie folgt zu verstehen ist:

Stromauf wird dem Sohlbett eine nicht unmittelbar wahrnehmbare makroskopische Transportform (relative Akkumulations- und Erosionszentren, Makro- und Superbänke; s. DAMMSCHNEIDER, 1985) aufgedrückt, weniger eine wirklich maßgebende Transportmasse. Stromab findet die Angelegenheit eher umgekehrt ihren Sinn. Hier ist eine Transportmasse vorhanden, die Transportform ist im Maßstab (relativ) mikroskopisch (Dünen bzw. Riesenrippeln; s. VOLLMERS u. WOLF, 1969). Bei dieser Aussage handelt es sich

jedoch vorläufig um reine Spekulation, für die noch nicht ausreichend Untersuchungsmaterial vorliegt.

Mittelfristig notwendig ist also die weitere Erforschung von natürlichen Umlagerungen in Hinblick auf kritische Eintriestellen im Schnittpunkt interner Strom- bzw. Transportfäden und der wasserbaulich geführten Fahrrinne. Dies sollte eine weiterführende Bewertung und Optimierung des Unterhaltsbaggereinsatzes ermöglichen.

3. Fazit

In der vorliegenden Untersuchung wurde versucht, anhand umfangreicher Auswertungen folgende Hypothese zu verifizieren:

Bei dem periodisch wiederkehrenden Materialeintrieb in die Fahrrinne vor Rhinplatte handelt es sich um die Fahrinnenkanten-Vorschüttung (inluvialer Schwemmfächer) eines die Fahrrinne mäandrierend kreuzenden internen Stromfadens.

Es konnte festgestellt werden, daß im Fahrinnenbereich vor Rhinplatte von der Grundstruktur her in der Fahrrinne eine sandige Sohle mit einem welligen (riffeligen) Sohlprofil existiert. Im Unterschied zu anderen Gebieten handelt es sich jedoch um eine „Riffel“-Strecke, deren Sohlmulden periodisch zuschlickern. Der Prozeß dieses Zuschlickerns ist nach Ansicht des Verfassers so zu verstehen, daß die Sohlmulden mit einem hochmobilen Feinmaterial verfüllt werden, welches sich in der Anfangsphase in Bewegung befindet (fluid mud), nach Erreichen eines bestimmten Sollhorizontes jedoch verdichtet und zu einer festen Sohle konsolidiert. Der Sollhorizont kann überschlägig so definiert werden, daß er durch die Höhe der maximalen Sohl-Peaks vorgegeben wird. Dies sollte ein Hinweis auf die in solchen Eintriestgebieten anzuwendende Baggerstrategie sein.

Der Schlick wird zum größten Teil in wechselnden Quantitäten aus Flachwasserbereichen der nördlichen Uferregionen (vermutlich oberstromig Rhinplatte) geliefert. Hierbei sind die jahreszeitlichen Bildungsbedingungen (Temperatur, Salzgehalt, Oberwasser) mit Sicherheit von Bedeutung, jedoch zur Zeit noch nicht faßbar. Neue Erkenntnisse sollten die Arbeiten des Sonderforschungsbereiches „Wechselwirkungen zwischen abiotischen und biotischen Prozessen in der Tidelbe“ (SFB 327) bringen.

Über eine definierte Transportbahn wird angeliefertes Feinmaterial (Schlick) primär durch den Ebbstrom in bestimmte Bereiche der Fahrrinne vor Rhinplatte geführt. Dort bildet sich ein Sedimentationsraum in der Fahrrinne aus, da

a) eine lokale Querströmung vorliegt (Fahrinneneintrieb)
und

b) der Querschnitt relativ erweitert ist (großmorphologisches „Absetzbecken“).

Nach Morphologie und Morphodynamik kann die Fahrinnen-Eintrieststelle vor der Elbinsel Rhinplatte als „inluvialer Schwemmfächer“ angesprochen werden.

4. Schriftenverzeichnis

BEHRENS, J. u. VAGTS, W.: Strömungsverhältnisse in Stromverzweigungsbereichen der Unterelbe nach Schwimmermessungen. Deutsche Gewässerkd. Mitt., H. 5/6, 1985.

BOS KALIS WESTMINSTER: Bodenkartierung der Unterelbe 1973/74, Tabellen und Karte. WSA Hamburg, 1976 (unveröffentlicht).

- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Morphodynamik, Materialbilanz und Tidewassermenge der Unterelbe. Berliner Geogr. Studien, Bd. 12, 1983.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J.: Quantitative Morphodynamik im Sohlenregime der Unterelbe. Die Küste, H. 42, 1985.
- DAMMSCHNEIDER, H.-J. u. FELSCHART, Th.: Querschwingungen in der Unterelbe – ein Beispiel für aktuelle Mäanderbildung in Tideflüssen? Die Küste, H. 42, 1985.
- FÜHRBÖTER, A.: Zur Mechanik der Strömungsriffeln. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 29, 1967.
- KNUST, J.: Analogrechner für optimale Laderaumfüllungen von Hoppersaugbaggern. Hansa, H. 4, 1971.
- MÜLLER, H.: Vergleichende Vermessung der Sohlage in einem Unterwasserquerschnitt innerhalb der Schlickstrecke bei Nordenham. Die Küste, H. 42, 1985.
- NASNER, H.: Über das Verhalten von Transportkörpern im Tidegebiet. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 40, 1974.
- VOLLMERS, H. u. WOLF, G.: Untersuchungen von Sohlumbildungen im Bereich der Unterelbe. Die Wasserwirtschaft, H. 10, 1969.

Untersuchungen über Dünenabbrüche und Stranderosionen im Großen Wellenkanal

VON HANS HENNING DETTE

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit Untersuchungen zum Einfluß von Vorstränden auf den Abbruch von Dünen bei Sturmfluten. Hierzu wird einleitend der gegenwärtige Kenntnisstand zur Abschätzung von Dünenabbrüchen und Stranderosionen nach Extremereignissen zusammengefaßt. Danach werden erste Ergebnisse aus naturmaßstäblichen Untersuchungen im „Großen Wellenkanal“ in Hannover vorgestellt und diskutiert. Aufgabe dieser mehrjährigen Forschungsarbeit in der Grundlagenforschung ist es, u. a. die sohnahen Feststoffkonzentrationen im Küstenquertransport, die komplexen Vorgänge in der Grenzfläche zwischen Sediment und Wasser sowie den Mechanismus von Dünenabbrüchen und Strandumlagerungen unter brechenden Wellen zu untersuchen. Abgeleitet daraus werden zugleich Entscheidungshilfen für aktuelle praktische Fragestellungen erwartet. Dies bezieht sich z. B. auf die Art, Ausführung und Wirksamkeit von künstlichen (aufgespülten) Sanddepots, durch die als sog. „Verschleißkörper“ weitere Abbrüche und Rückgänge von natürlichen Dünen aufgehalten werden sollen.

Summary

In this paper the set-up and results of a research program on the recession of dunes and the erosion of beaches during storm surges is presented. The state of the art concerning prediction methods in this field of interest is summarized. First test results obtained from investigations in the Large Wave Channel („Großer Wellenkanal“) in Hannover are discussed. The objective of this longterm research project is the study of nearbottom sediment suspensions and the complex interactions in the boundary layer between sediment and fluid. Furthermore quantitative relationships concerning the mechanism of dune recession and beach erosion are investigated. By this means it is intended to contribute to the understanding of physical processes research; moreover for actual practical applications, design criteria are expected e.g. with respect to the kind, geometry and effectiveness of artificial (dumped) sand depots in front of natural dunes in order to stop their further recession during severe storm surges.

Inhalt

1. Einleitung	248
2. Morphologische Prozesse an sandigen Küsten	249
3. Wellenerzeugter Sedimenttransport und Ausbildung von Gleichgewichtsprofilen	252
3.1 Allgemeines	252
3.2 Übersicht über theoretische Ansätze und empirische Methoden zur Beschreibung von Gleichgewichts-Strandprofilen.	252
3.3 Numerische Berechnungen der Dünen- und Stranderosion	256
4. Untersuchungen im Großen Wellenkanal.	259
4.1 Aufgabenstellung	259
4.2 Durchführung der Versuche im GWK	260
4.3 Ergebnisse der Untersuchungen	261
4.3.1 Einfluß von regulären und irregulären Wellen auf die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils.	261
4.3.2 Zur Parametrisierung von Vorstrandprofilen mit Riffbildung	262

4.3.3 Zur Parametrisierung von Vorstrandprofilen bei Untersuchungen mit Wellenspektren	267
4.3.4 Zum Einfluß eines Vorstrandes auf die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils	269
4.3.5 Zum Einfluß eines Vorstrandes auf den Abbruch einer Düne	271
4.3.6 Beiträge zur quantitativen Erfassung des Küstenquertransportes	274
5. Ausblick	280
6. Schriftenverzeichnis	281

1. Einleitung

Die Kenntnisse über die Wechselwirkungen an sandigen Küsten zwischen dem natürlichen Küstenregime und einem Küstenschutzbauwerk, sei es eine Ufermauer oder ein Deckwerk beim passiven Küstenschutz oder eine Sandvorspülung beim aktiven Küstenschutz, sind noch immer unzureichend. Dies bezieht sich weniger auf Standsicherheitsfragen, sondern vielmehr auf Auswirkungen von menschlichen Eingriffen auf die Umwelt.

Beiträge zum physikalischen Verständnis scheiterten in der Grundlagenforschung bislang auf solchen Gebieten, auf denen theoretische Lösungen nicht möglich und Ergebnisse, die aus kleinmaßstäblichen Untersuchungen gewonnen wurden, aus Gründen der Ähnlichkeitsmechanik hinsichtlich der Übertragbarkeit auf die Natur mit Unsicherheiten behaftet sind. Dies gilt ganz besonders für Brandungsvorgänge auf Stränden und quantitative Beziehungen zu sohnahen Feststoffkonzentrationen und Sedimentbewegungen bei Sturmfluten. Kleinmaßstäbliche, experimentelle Untersuchungen, die nur mit Wellenhöhen bis etwa $H = 0,5$ m durchgeführt werden können, erlauben nur die Simulation von Normalwetterlagen, bei denen sich an der Sohle Riffel ausbilden. Bei höheren Wellen, insbesondere bei Sturmfluten, lösen

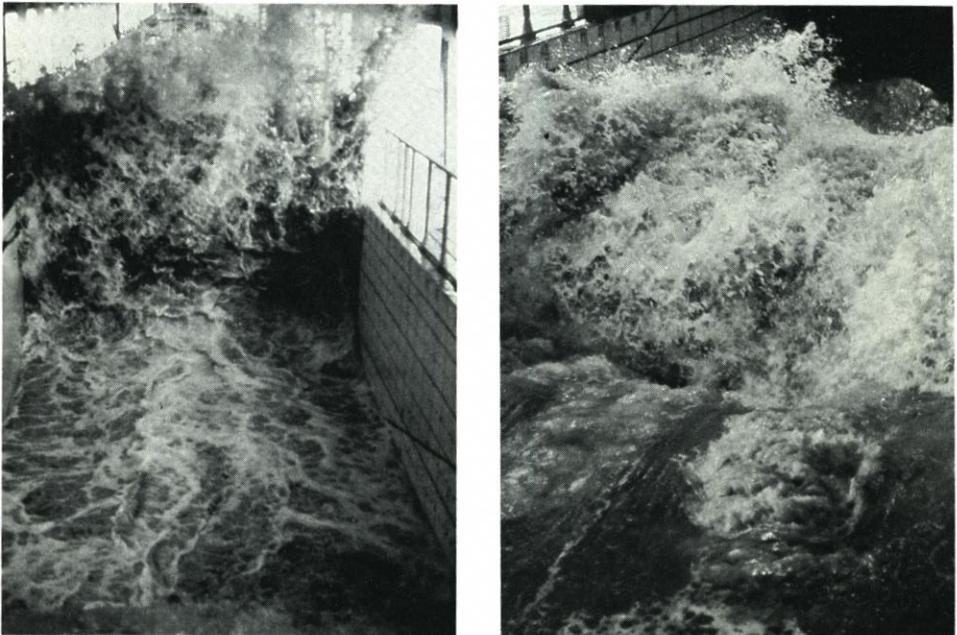


Abb. 1. Bild einer brechenden „Clapotis“ (links) und die Ausbildung eines Dreiphasengemisches aus Sand, Wasser und Luft nach dem Brechen der Welle (rechts)

sich die Riffel, die eine Art von Sohlstabilisierung darstellen, jedoch auf, und das Sediment wird dann in einer mobilen Schicht und in dichten Schwaden über die Sohle transportiert. Für die Untersuchung derartiger Feststoffbewegungen, besonders unter brechenden Wellen (Abb. 1, links), wobei der Lufteintrag bis zur Sohle reicht und dann ein Dreiphasengemisch aus Sand, Wasser und Luft (Abb. 1, rechts) entsteht, sind Versuchsaufbauten im Maßstab 1:1 erforderlich. Diese Anforderungen erfüllt der Große Wellenkanal in Hannover (Länge: 324 m, Breite: 5 m und Tiefe: 7 m), in dem bei Wassertiefen von 5 m Wellenhöhen bis $H = 2$ m nachgebildet werden können.

2. Morphologische Prozesse an sandigen Küsten

Es wird allgemein angenommen, daß sich Strand und Düne an Abbruchküsten in Form eines im langzeitigen Mittel stabilen Gesamtprofils allmählich landwärts verlagern. Von der jeweiligen Höhenlage des Dünenfußes und von der Höhe und Breite des Strandes hängt es ab, wann es bei Sturmfluten durch Wellenangriff zum Dünenabbruch kommt. Um diesen Vorgang zu analysieren, ist die Kenntnis der wirksamen Einflußparameter erforderlich. Hierzu zählen insbesondere der Wasserstandsverlauf und die Höhe des eingetretenen Scheitel-

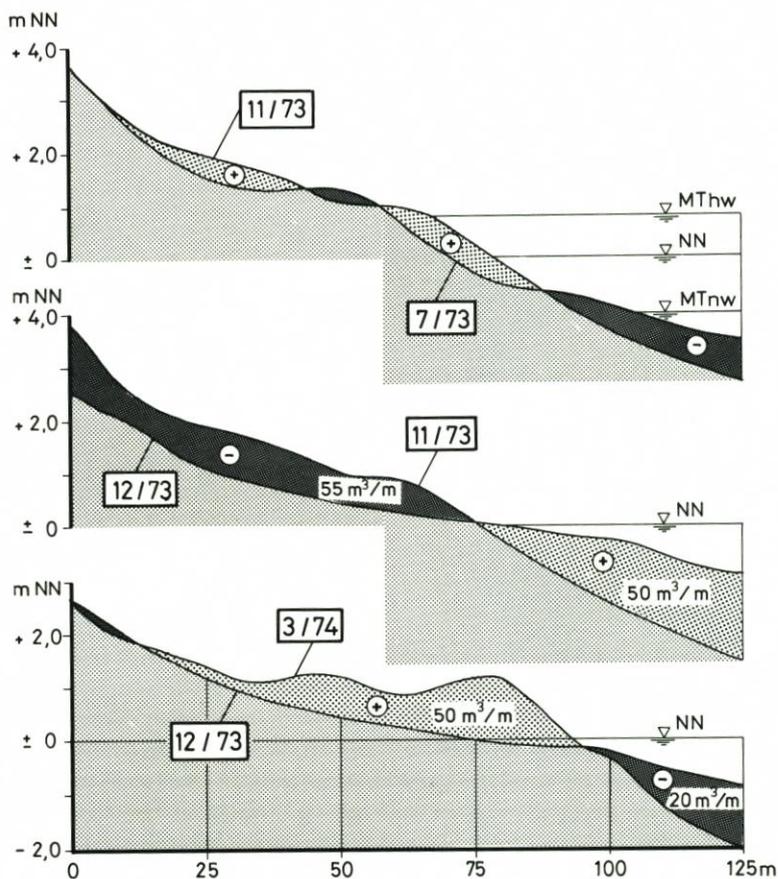


Abb. 2. Strandhöhenveränderungen vor Westerland/Sylt in den Jahren 1973/74

wasserstandes sowie das zugehörige Wellenklima. Aus Naturbeobachtungen ist bekannt, z. B. auch vor Sylt (vgl. z. B. DETTE, 1974, und FÜHRBÖTER, 1974), daß sich die Wellenparameter sehr stark mit den momentanen Strand- und Vorstrandverhältnissen ändern. Aus diesem Grunde ist es so gut wie unmöglich, aus Untersuchungen in der Natur zu analysieren, welche Abbruchraten jeweils bestimmten Sturmflutwasserständen bzw. Wellenparametern zuzuordnen sind. Das Einsetzen eines Dünenabbruchs hängt hauptsächlich von der momentanen Höhenlage des Dünenfußes in Abhängigkeit vom Wasserstand ab. Darüber hinaus ist auch noch der jeweilige Zustand des vorgelagerten Strandes zum Zeitpunkt eines Extremereignisses eine wichtige Einflußgröße. Hierzu ist zu berücksichtigen, daß Strände erheblichen zeitlichen Umlagerungen unterliegen und Höhenänderungen im Meterbereich auftreten können. Dies veranschaulicht Abb. 2 beispielhaft für ein Strandprofil an der Westküste von Sylt hinsichtlich kurzfristiger Umlagerungen nach einem Extremereignis (Sturmflutkette im November und Dezember 1973) sowie jahreszeitlich bedingter Strandumformungen (Wechsel zwischen sog. „Sommer- (= Auflandungs-)profilen“ und „Winter- (= Erosions-)profilen“).

Derartige Strandveränderungen, die, kurzzeitig betrachtet, positiv oder negativ verlaufen, lassen an Abbruchküsten nur im langjährigen Trend eine negative Resultierende erkennen (Abb. 3, am Beispiel der Thw-Linie). Veränderungen an einer Düne sind, abgesehen von Vordünenbildungen nach anhaltenden, mehrjährigen Normalwetterlagen, ohne Extremereignisse, wodurch bei einer nachfolgenden Sturmflut der Abbruch der Düne zunächst verzögert wird, im allgemeinen nur negativer Art. Im Gegensatz zu den kontinuierlichen Strandverände-

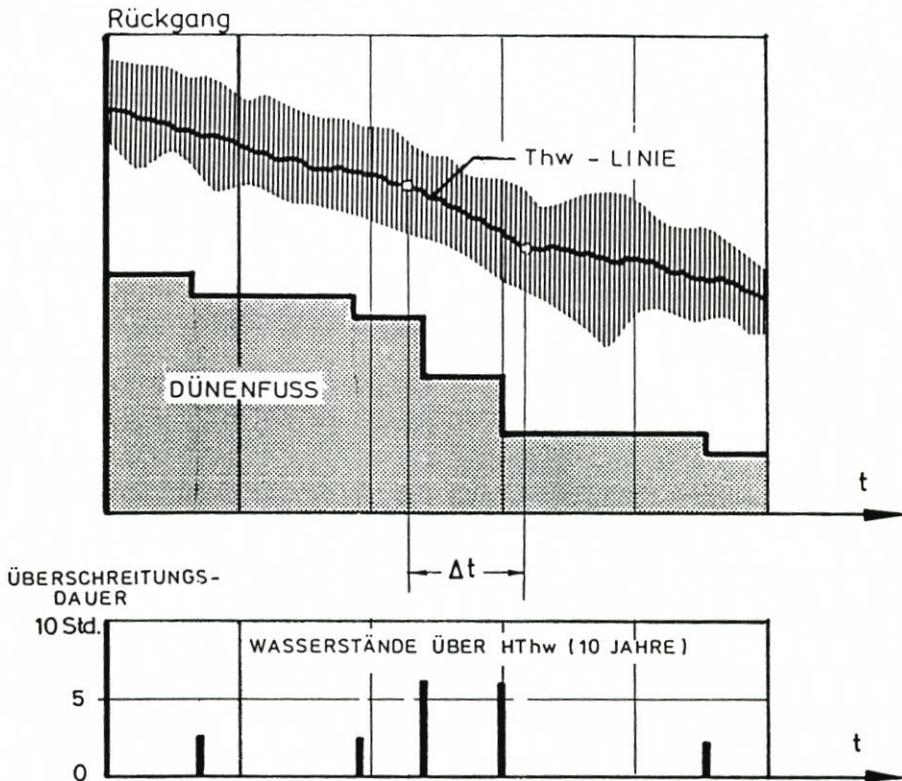


Abb. 3. Kontinuierlicher Strand- und diskontinuierlicher (stufenweiser) Dünenrückgang (schematisch)

rungen sind Dünenrückgänge als stufenweise (diskontinuierliche) Vorgänge bei bestimmten Sturmflutereignissen einzuordnen (Abb. 3, am Beispiel des Dünenfußes).

Die vorgenannten zufälligen Dünen- und Strandverhältnisse müssen bei Aussagen über die langfristige morphologische Entwicklung einer Düne und des vorgelagerten Strandes nach einzelnen Sturmflutereignissen unbedingt berücksichtigt werden, um Fehlinterpretationen zu vermeiden. Dies bezieht sich z. B. auf den Hinweis einer vermeintlichen Lagestabilität von Düne und/oder Strand, die jedoch nur eine scheinbare ist, wenn gerade eine sturmflutarme Periode verherrscht; umgekehrt können in einem sturmflutreichen Winter stärkere Veränderungen auftreten als in einer Reihe von Jahren zuvor.

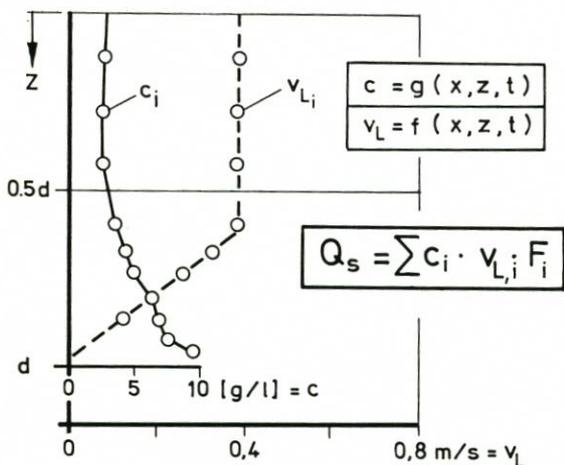
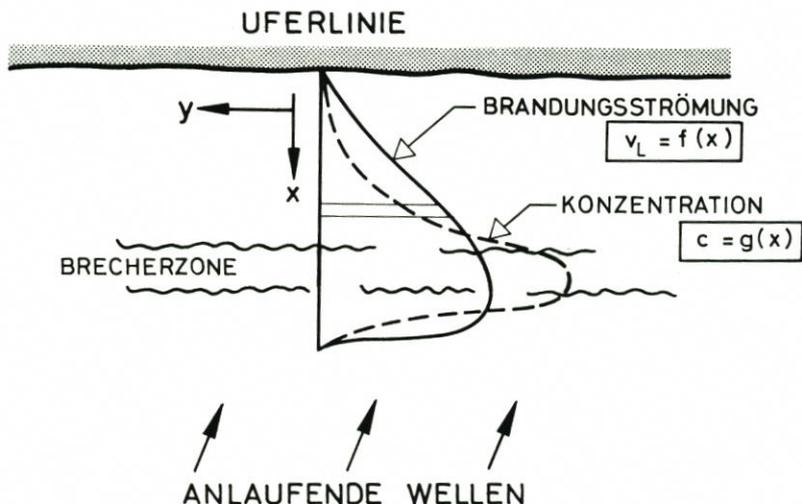


Abb. 4. Methodischer Ansatz zur Erfassung des Feststoffdurchsatzes im Küstenlängstransport (schematisch)

3. Wellenerzeugter Sedimenttransport und Ausbildung von Gleichgewichtsprofilen

3.1 Allgemeines

Die momentane wellenerzeugte Bewegung von Sedimenten weist in der Brandungszone sowohl eine Küstenquer- als auch eine Küstenlängskomponente auf. Wenn die zeitlich und räumlich gemittelte Konzentrationsverteilung über die Wassertiefe ebenso bekannt wäre wie die zugehörige, ebenfalls zeitlich gemittelte Verteilung der Strömung nach Richtung und Geschwindigkeit, dann könnte für einen bestimmten Strandquerschnitt unschwer durch Integration nach der Kontinuitätsgleichung der Feststoffdurchsatz ermittelt werden (Abb. 4).

Bei Extremsturmfluten verlaufen die Wellen gewöhnlich nahezu senkrecht auf die Küste zu, so daß der Küstenquertransport vorherrscht. Die damit verbundenen Wechselwirkungen im Strandprofil zwischen Wasserstand, Brandung und Sedimentbewegung veranschaulicht Abb. 5.

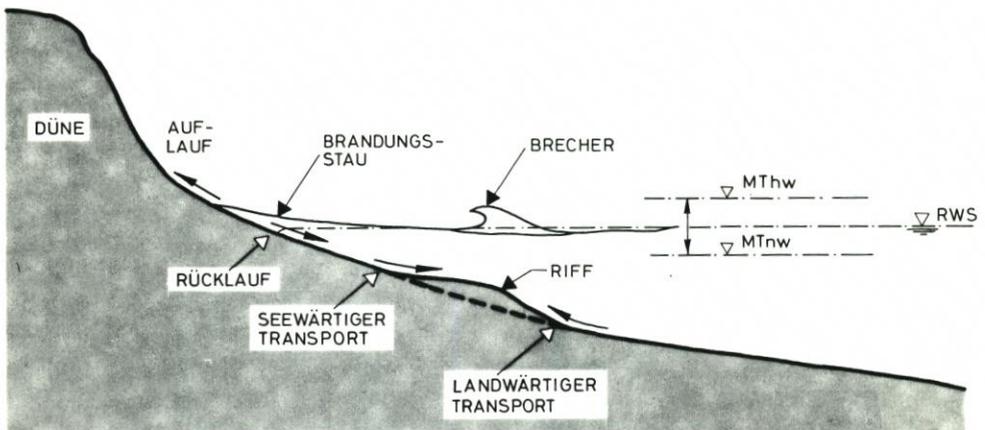


Abb. 5. Wechselwirkungen zwischen Wasserstand, Brandung und Sedimentbewegung bei senkrechtem Wellenangriff (schematisch)

3.2 Übersicht über theoretische Ansätze und empirische Methoden zur Beschreibung von Gleichgewichts-Strandprofilen

Die ersten Ansätze zur Berechnung des Abbruchs von Dünen und zur Erosion von Stränden beruhten auf Beobachtungen, wonach sich in Abhängigkeit vom Wasserstand, den Wellen- und Sedimentparametern ein zugehöriges, stabiles Gleichgewichtsprofil während eines kurzzeitigen Sturmereignisses ausbildet (vgl. z. B. BRUUN, 1954, SWART, 1974, und DEAN, 1977). Abb. 6 zeigt schematisch die Erosion einer Düne und die Ausbildung eines Vorstrandprofils (Winter- oder Sturmflutprofil) nach einer Sturmflut.

DEAN (1977) wies aufgrund von Profilaufmaßen an der Golf- und Atlantikküste der USA nach, daß das Gleichgewichtsprofil durch eine einfache Exponentialfunktion beschrieben werden kann. Danach ist die Wassertiefe (h) über dem Strandprofil proportional zur $\frac{2}{3}$ Potenz des horizontalen Abstandes (x) von der Wasserlinie:

$$h = A \cdot x^{2/3}$$

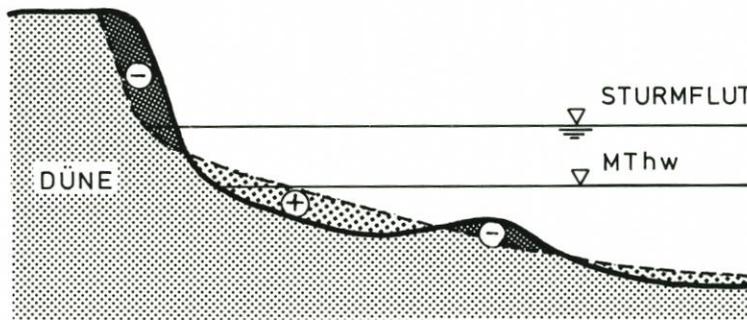


Abb. 6. Prinzip einer Dünenerosion bei Sturmfluten (schematisch)

In einer späteren Arbeit (DEAN, 1983) wurde der Koeffizient A wie folgt angegeben:

$$A \sim d^{1/3}$$

mit d = Korndurchmesser

Diese Beziehung wurde nach der Auswertung weiterer Sturmflutprofile nach Extremereignissen ermittelt. Einschränkend wird von DEAN jedoch darauf hingewiesen, daß der gefundene Zusammenhang nur für Küsten mit Schwallbrecherbrandung (Brechen der Wellen über mehrere Wellenlängen) mit einer zudem gleichförmigen Wellenenergiedissipation längs der Küste angewendet werden kann. Für Brandungsküsten mit überwiegender Sturzbrecherbrandung (Brechen der Wellen über weniger als eine Wellenlänge, wie z. B. vor Sylt) liegen noch keine Erfahrungen darüber vor, wie weit der Ansatz von DEAN anwendbar ist.

Hinsichtlich einer Klassifikation von Strandprofilen für Normal- und Sturmweatherlagen schlugen SUNAMURA und HORIKAWA (1974) folgende Unterscheidungen vor (Abb. 7):

Als Haupteinflußgröße auf die Ausbildung eines Sedimentprofils (= Stufenprofil \triangleq aufländiger Transport) oder eines Erosionsprofils (= Riffprofil \triangleq seewärtiger Transport) ermittelten SUNAMURA und HORIKAWA (1974) die Wellensteilheit der Ausgangswellen (H_o/L_o). Darüber hinaus wurde dem Korndurchmesser noch ein wesentlicher Einfluß zugeordnet. Im Hinblick auf die Abschätzung und Vorausberechnung der Erosionsmengen aus Dünenabbruch und Strandabtrag wurden, ausgehend von dem Konzept eines Gleichgewichtsprofils nach einem Sturm, anfänglich sog. schematische Methoden angewendet. BRUUN (1962) stellte zuerst ein derartiges sehr einfaches Modell vor. Darin wurde angenommen, daß während eines Sturmes kein Sediment im Küstenlängstransport, sondern nur im Küstenquertransport bewegt wird und daß sich, abgesehen vom Rückgang, die Form des Strandprofils vor und nach dem Sturmereignis nicht ändern würde.

Unter dieser Voraussetzung ermittelte BRUUN grafisch die Erosionsmenge, indem er das Gleichgewichtsprofil um den Betrag des Wasserstandanstieges nach oben und dann landwärts soweit verschob, bis das oberhalb des Sturmflut-Scheitelwasserstandes erodierte Volumen dem unterwasserseitig abgelagerten Volumen entsprach. EDELMAN (1968) und DEAN (1976) gingen ähnlich vor und empfahlen, die durch einen Sturm bedingte Erosion grafisch aus der Kenntnis des Profils vor und nach einem Ereignis sowie aus der Kenntnis des maximalen Wasserstandes und der Brecherhöhen zu bestimmen. EDELMAN beobachtete bei Sturmfluten, daß sich die Umlagerung eines Strandes, die vorwiegend senkrecht zur Küste erfolgt, nur bis zur seewärtigen Grenze der Brandungszone erstreckt. Aus aufgemessenen und idealisierten Profilen vor einem Sturm bestimmte EDELMAN in Abhängigkeit vom Scheitelwasserstand das zugehörige Gleichgewichtsprofil nach dem Sturm; dies ist dann ebenfalls grafisch so zu verschieben, bis sich ein Massenausgleich im Profil zwischen Düne und Brecherzone ergibt.

DEAN (1976) arbeitete ebenfalls mit Profilen vor und nach einem Sturm und wandte ein analytisches Integrations- und Gleichsetzungsverfahren an, um das Erosionsvolumen zu bestimmen. Die vorgenannten Verfahren sind insofern nachteilig, als lediglich ein Bezug zum Scheitelwasserstand, nicht jedoch zur zeitlichen Entwicklung des Wasserstandes und des Profils während einer Sturmflut hergestellt wird.

SWART (1974) untersuchte in klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen die zeitliche Entwicklung eines Profils bei Sturmfluten, wobei zwischen einer Brandungs- und Ausbrandungszone unterschieden wurde. Zugleich wurde auch der Sedimenttransport an der Sohle und in Suspension in Abhängigkeit von der Energiedissipation der Wellen berücksichtigt. Auf dieser Grundlage entwickelte SWART einen empirischen Ansatz, der es ermöglicht, die land- und seeseitigen Grenzen des Sedimenttransportes sowie die Form eines Gleichgewichtsprofils zu bestimmen.

HUGHES (1983) befaßte sich ebenfalls mit physikalischen Modellen zur Dünen- und Stranderosion aufgrund von kleinmaßstäblichen Untersuchungen. Dabei wurde angenommen, daß die Fallgeschwindigkeit des Einzelkornes gleichwertig dem Verhältnis von Trägheits- zur Schwerkraft sowohl im Modell als auch in der Natur ist. Der aus diesen Annahmen abgeleitete Ansatz erlaubt Maßstabsverzerrungen im Modell und beinhaltet einen morphologischen Zeitmaßstab. In den Modellbeziehungen sind auch Überprüfungen mit Aufmäßen von Dünenabbrüchen nach dem Wirbelsturm „Eloise“ (1975) berücksichtigt. Danach wurde der

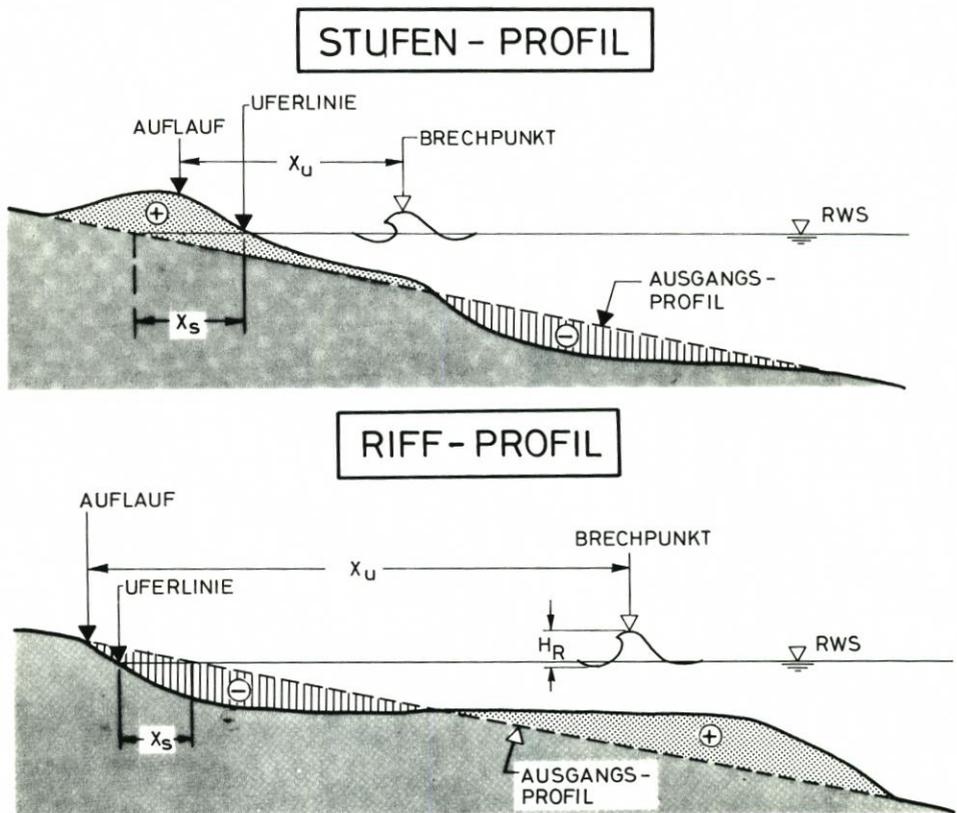


Abb. 7. Unterscheidung von Stufenprofil (= Sedimentation) und Riffprofil (= Erosion) nach SUNAMURA und HORIKAWA (1974)

Ansatz nochmals mit zusätzlichen Wirbelsturmdaten überprüft und verbessert, so daß schließlich eine allgemeine Anwendbarkeit empfohlen werden konnte.

Die grundsätzlichen Probleme bei der Nachbildung von Stränden in kleinmaßstäblichen Untersuchungen und der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Naturzustand werden anschaulich von WANG (1986) aufgezeigt.

Auf der Grundlage von naturmaßstäblichen Untersuchungen im Delta-Flume in den Niederlanden entwickelte VELLINGA (1982 und 1983) ein weiteres Vorhersageverfahren zum Dünenabbruch und zur Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils. Die Überprüfung dieses Ansatzes mit aufgemessenen Strandprofilen nach den Sturmfluten von 1953 und 1976 in Holland sowie nach dem Wirbelsturm „Eloise“ (1975) in Florida ergab zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Natur und Berechnung. VELLINGA definierte für vorgegebene hydrographische und sedimentologische Parameter zunächst ein Referenzprofil und verbesserte dies dann für eine allgemeine Anwendung auf der Grundlage von klein- und naturmaßstäblichen Modellversuchen. Auch zu diesem Ansatz ist einschränkend zu bemerken, daß es sich ebenfalls auch nur um eine weitere empirische Methode handelt, die eigentlich nur für die zugrundegelegten Versuchsbedingungen, d. h. für ein Ereignis mit einem konstanten Wasserstand über eine Dauer von fünf Stunden, anzuwenden ist. Bei längeren Verweilzeiten wird daher einschränkend empfohlen, das Verfahren nur für überschlägliche Betrachtungen heranzuziehen.

KRIEBEL und DEAN (1985) bemerken in einer zusammenfassenden Beurteilung, daß schematische Methoden für die Erfassung der Erosionsmengen, die einem Sturm zuzuordnen sind, nur unzureichend für eine Anwendung in der Praxis geeignet sind. Der Ansatz von BRUUN (1962) beruht auf der Annahme, daß sich eine gleichförmige Ablagerung von erodierten Sedimenten weit über die Brandungszone seewärts erstreckt. Aufmaße in der Natur haben jedoch ergeben, daß der maßgebliche Anteil des erodierten Sediments bei Sturmfluten nur unwesentlich über die Brecherzone hinaus seewärts verlagert wird (vgl. z. B. HAYES, 1967). Die Methoden von EDELMAN (1972) und DEAN (1976) beruhen auf dem Ansatz, daß das einem Sturmflut-Scheitelwasserstand zuzuordnende Erosionspotential dem über die Dauer des Sturmflutereignisses aufsummierten, tatsächlichen Erosionspotential entspricht. Untersuchungen u. a. von CHIU (1977; bei KRIEBEL und DEAN, 1985) ergaben für diese Annahme eine typische, etwa 5fache Überschätzung der tatsächlichen sturmspezifischen Erosionsmengen. Eine derartige Überschätzung wird darauf zurückgeführt, daß die zeitabhängige Wasserstandsentwicklung und die damit verbundene, verzögernde Rückkoppelungsbeziehung zwischen Wellenangriff und Strandumlagerung nicht berücksichtigt wird. Trotz der Einbeziehung des Sedimenttransportes weist auch die Methode von SWART noch den Nachteil auf, daß der Einfluß von Dünen vernachlässigt wird. Darüber hinaus haben die naturähnlichen Versuche von VELLINGA (1982) ergeben, daß sich die seewärtige Grenze des Sedimenttransportes nicht bis in Wassertiefen von

$$d = 2 \text{ bis } 3 \cdot d_B$$

$$\triangleq 1 \text{ bis } 2 \cdot H_S$$

mit d_B = Brechertiefe und
 H_S = signifikante Wellenhöhe

erstreckt, sondern nur maximal in Wassertiefen bis

$$d = 0,5 \text{ bis } 0,8 H_S$$

Der derzeitige Kenntnisstand zur Vorausberechnung von Dünenabbrüchen und Stranderosionen kann dahingehend zusammengefaßt werden, daß die Methode von VELLINGA (1982,

1983) als einzig realistische und daher brauchbare angesehen werden kann, weil darin die wirksamen Wellen- und Strandparameter sowie die zeitabhängige Wasserstandsentwicklung berücksichtigt wird. Dennoch muß auch hier eingeschränkt werden, daß es sich ebenfalls „nur“ um eine empirische Methode handelt. Sie kann nicht ohne weiteres auf Profilentwicklungen und Sturmflutverhältnisse, die von den im Laboratorium getesteten Bedingungen abweichen, angewendet werden.

3.3. Numerische Berechnungen der Dünen- und Stranderosion

Ausgehend von dem Kenntnisstand zur Vorausberechnung von Dünen- und Stranderosionen (vgl. Abschn. 3.2) stellen KRIEBEL und DEAN (1985) eine alternative schematische Methode zur Dünen- und Strandentwicklung bei Stürmen in Abhängigkeit von wechselnden Wasserständen, d. h. Einbeziehung des zeitabhängigen Sturmflutablaufes und unterschiedlicher Wellenhöhen, vor. Der Ansatz ist hauptsächlich auf eine praktische Anwendung ausgerichtet, wobei jedoch die physikalischen Prozesse der Dünen- und Stranderosion, wenn auch nur mit einfachen Beschreibungen, einbezogen wurden. Als Ergebnis werden numerische Lösungen für vereinfachte Gleichungen, die die Strandentwicklung und den resultierenden Sedimenttransport im Küstenvorfeld beinhalten, vorgestellt. Zusätzlich wird die zeitabhängige Profilentwicklung während eines Sturmes berücksichtigt und schließlich auch noch eine verbesserte Beschreibung des Strandprofils vorgestellt. Es handelt sich um ein zusammenge-

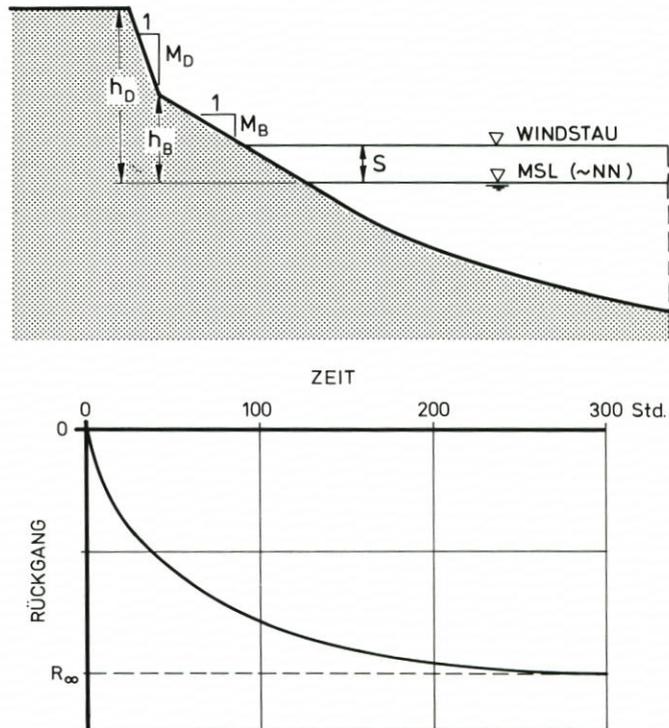


Abb. 8. Bezeichnungen für das numerische Modell von KRIEBEL und DEAN (1985) zur Berechnung des Rückganges einer idealisierten Düne (oben) sowie Annahme zum zeitlichen Rückgang (unten)

setztes Dünen- und Strandprofil, das auf der Grundlage von mehreren Hundert Naturprofilen noch durch eine Beschreibung des Küstenvorfeldprofils ergänzt wurde.

Der vorgenannte numerische Lösungsansatz lieferte für ausgewählte Aufmaße nach Sturmfluten qualitativ gute Übereinstimmungen hinsichtlich der Erosionscharakteristika, ebenso auch für ähnliche Untersuchungen in klein- und großmaßstäblichen Modellen. Quantitativ wurden ebenfalls zufriedenstellende Übereinstimmungen mit den tatsächlichen Erosionsmengen aus Dünenabbrüchen während des Wirbelsturmes „Eloise“ sowie aus Laboruntersuchungen ermittelt.

Am Beispiel des Rückganges einer idealisierten Düne haben KRIEBEL und DEAN (1985) über numerische Berechnungen anschaulich die Änderung der Größenordnung von Dünenabbrüchen bei Variation von jeweils nur einem Einflußparameter und sonst gleichen Bedingungen aufgezeigt. Abb. 8 (oben) zeigt die ausgewählten Untersuchungsparameter.

Die zeitabhängige Auftragung des Rückganges einer Düne veranschaulicht die dem Modell zugrundeliegende Annahme einer asymptotischen Annäherung des Rückganges an einen Gleichgewichtszustand während eines Extremereignisses. Der Rückgang wird als Exponentialfunktion wie folgt beschrieben:

$$R(t) = R_{\infty} [1 - \exp(-t/T_s)]$$

mit t = Zeit
 T_s = charakteristischer Zeitmaßstab

Die Annahme eines asymptotisch verlaufenden Rückganges ist als realistisch anzusehen, da diese relativ gut durch klein- und großmaßstäbliche Untersuchungen bestätigt wurde. Der Zeitmaßstab muß dagegen noch als weitgehend unbestimmte Größe angesehen werden. Aufgrund der numerischen Berechnungen werden folgende Größenordnungen des Zeitmaßstabes für natürliche Strände genannt:

10 Std. bis 100 Std.: Stürme bzw. Sturmfluten

1000 Std. bis 10 000 Std.: Regeneration von Stränden nach einem Sturm sowie Sedimentumlagerungen in größeren Wassertiefen, z. B. infolge langfristiger Wasserstandsveränderungen

Für willkürlich gewählte Einflußparameter zeigt Abb. 9 die Änderung in der Größenordnung des Dünenabbruchs in Abhängigkeit von der jeweiligen Variation folgender Parameter:

- (1) Windstau (Wasserstandserhöhung)
- (2) Wellenhöhe
- (3) Strandneigung und
- (4) Korndurchmesser

Unter den vorgenannten, einschränkenden Gesichtspunkten sind die quantitativ vergleichenden Auftragungen auf Abb. 9 zu werten, insbesondere im Hinblick auf den Zeitmaßstab. Außerdem ist nochmals zu bemerken, daß der vorgestellte numerische Ansatz ausdrücklich nur für Küsten anwendbar ist, an denen überwiegend eine Schwallbrecherbrandung vorherrscht. Für Küsten, wie z. B. die von Sylt, wo die Seegangenergie in einer relativ schmalen Brandungszone umgewandelt wird, sind mit Sicherheit andere Größenordnungen des Zeitmaßstabes sowie auch zahlenmäßig unterschiedliche Rückgänge bei gleicher Größe der Einflußparameter zu erwarten. Antworten u. a. auf diese Fragestellungen werden aus den naturähnlichen Versuchen im Großen Wellenkanal erwartet, die im Jahre 1985 begonnen wurden und deren erste Ergebnisse nachfolgend vorgestellt werden sollen.

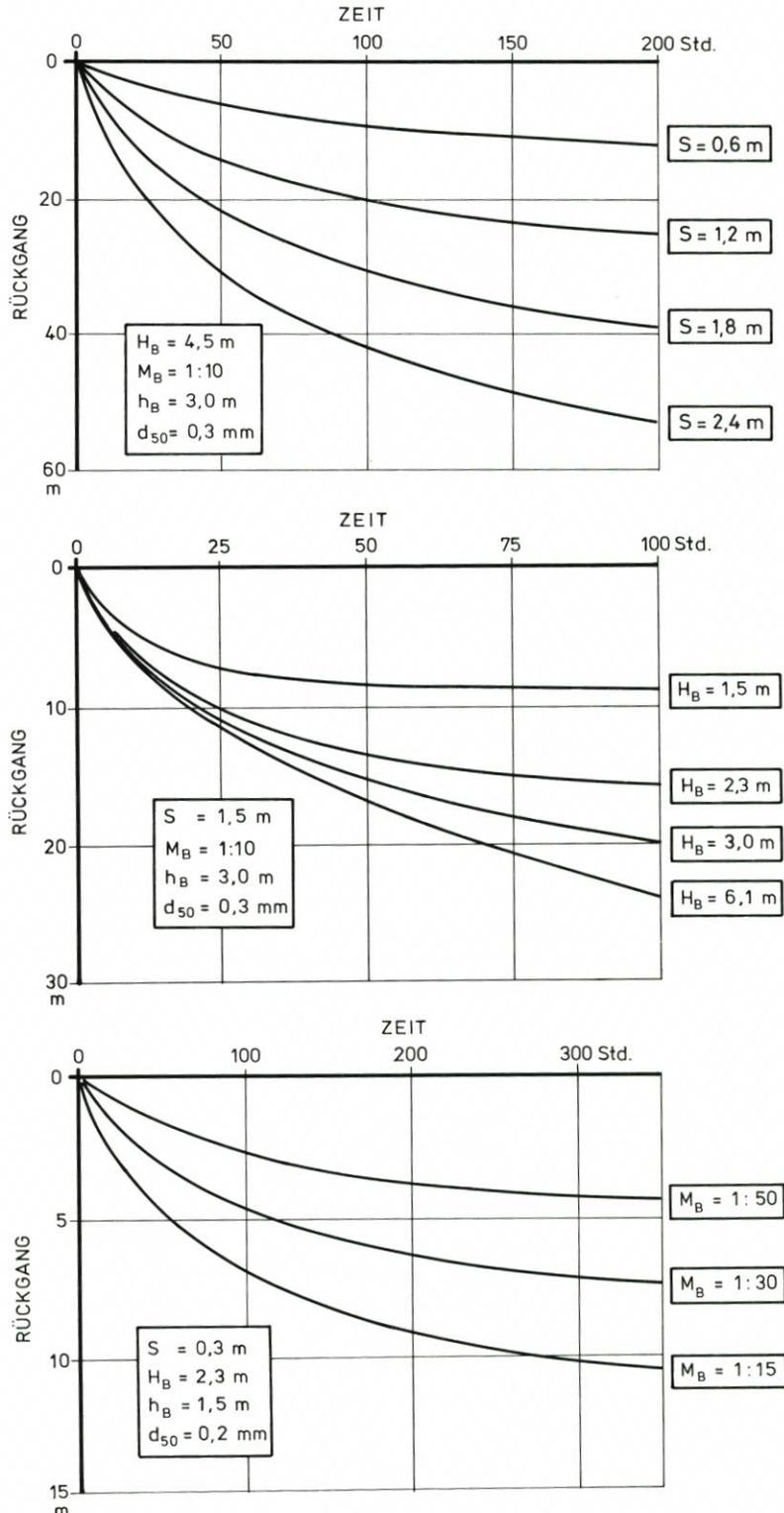


Abb. 9. Beispielhafte Darstellung der unterschiedlichen Einflüsse von Windstau (oben), Wellenhöhe (Mitte) und Strandneigung (unten) auf den Rückgang einer idealisierten Düne nach KRIEBEL und DEAN (1985)

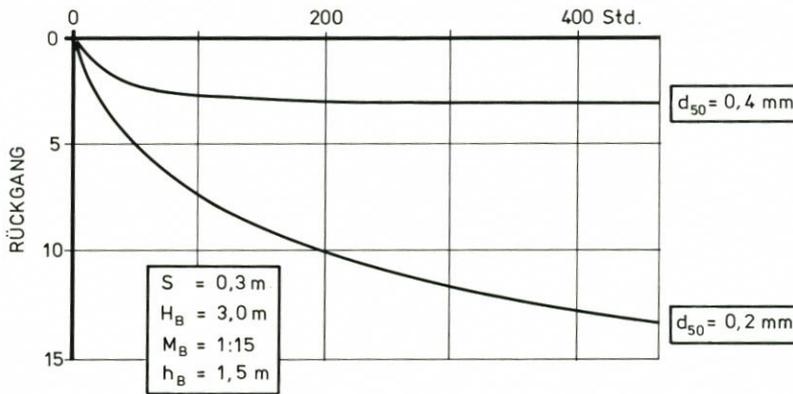


Abb. 9a. Beispielhafte Darstellung des Einflusses der Korngröße auf den Rückgang einer idealisierten Düne nach KRIEBEL und DEAN (1985)

4. Untersuchungen im Großen Wellenkanal

4.1 Aufgabenstellung

Grundlagenuntersuchungen zum physikalischen Verständnis der Wechselwirkungen zwischen Brandung, wellenerzeugten Strömungen und den daraus resultierenden Abbrüchen von Dünen und Transportvorgängen auf den vorgelagerten Stränden waren Schwerpunkt von experimentellen Versuchen im Großen Wellenkanal (GWK) im zurückliegenden Förderungszeitraum durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG). Die einzelnen Untersuchungen waren u. a. auf folgende Fragestellungen ausgerichtet:

1. Vergleichsversuche mit regulären und irregulären Wellen (Wellenspektren) hinsichtlich der Umwandlung einer 1:4 geneigten Böschung (Düne oder Kliff) an einen natürlichen Strand.
2. Einfluß eines hohen Vorstrandes auf den Abbruch von Dünen und die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils
3. Erfassung der Sedimente in Suspension über die Wassertiefe und über den Querschnitt des Strandprofils in Abhängigkeit von den Brandungsparametern und Orbitalbewegungen an der Sohle

Ziel der naturmaßstäblichen Untersuchungen im GWK ist es, für die Grundlagenforschung möglichst umfassende experimentelle Versuchsdaten aufzuzeichnen und mit den gewonnenen Daten theoretische und physikalische Ansätze zum Mechanismus der Dünenabbrüche und Umformung von Stränden bei Extremereignissen zu prüfen bzw. weiterzuentwickeln.

Die vorgenannten Untersuchungen beinhalten zugleich auch aktuelle Fragestellungen für die Praxis des Küsteningenieurwesens. Diese beziehen sich z. B. auf die künftige Sicherung des Abbruchs von natürlichen Dünen durch ein vorgespültes Sanddepot („künstliche Vordüne“) als sog. „Verschleißbauwerk“ bei Sturmfluten, das von Zeit zu Zeit wieder aufgefüllt werden muß. Hierzu gibt es noch keine Erfahrungen darüber, ob bei gleichem Auffüllvolumen je lfm Strandbreite z. B. ein hohes Sanddepot auf dem trockenen Strand (etwa 6 m bis 7 m über MThw) wirksamer ist, d. h. eine längere Verweilzeit des Sandes erwarten läßt, als ein flacheres Sanddepot in gleicher Lage, jedoch mit zusätzlicher Erhöhung des Vorstrandes im nassen Strandbereich (bis unterhalb MTnw).

4.2 Durchführung der Versuche im GWK

Für die experimentellen Untersuchungen im GWK wurden die auf Abb. 10 schematisch dargestellten Versuchsreihen gewählt; dies sind, um Größenordnungen zu nennen, etwa 350 m³ Sand für die Versuchsreihe „Deich und Vorland“ und etwa 1000 m³ Sand für die Versuchsreihen „Düne ohne Vorstrand“ und „Düne mit Vorstrand“. Als Einbaumaterial wurde ein Sand mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,33$ mm gewählt, der als repräsentativ für Brandungsküsten, wie etwa Sylt, angesehen werden kann.

Im Folgenden soll über die Versuche zu Dünenabbrüchen und Strandumformungen berichtet werden. Der Versuchskörper „Düne ohne Vorstrand“ setzte sich im Ausgangszustand aus einer Berme von 30 m Länge und einer Höhe von 7 m über der Kanalsohle bzw. 2 m über dem Ruhewasserspiegel (RWS) sowie einer 1:4 geneigten Böschung zusammen. Der Versuchskörper „Düne mit Vorstrand“ bestand aus einer 10 m breiten Berme und einem Vorstrand mit der Neigung 1:20, der am Dünenfuß eine Höhe von 4 m über Kanalsohle (= 1 m unter RWS) aufwies und sich seewärts bis zur Kanalsohle erstreckte (= 80 m Breite). Unter der Annahme, daß die Energie in einer Folge von regulären Wellen etwa der eines Wellenspektrums entspricht, wenn die signifikante Wellenhöhe die Größenordnung der regulären Wellenhöhe ($H_{1/3} = H_{reg}$) aufweist, wurden für die Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen eine

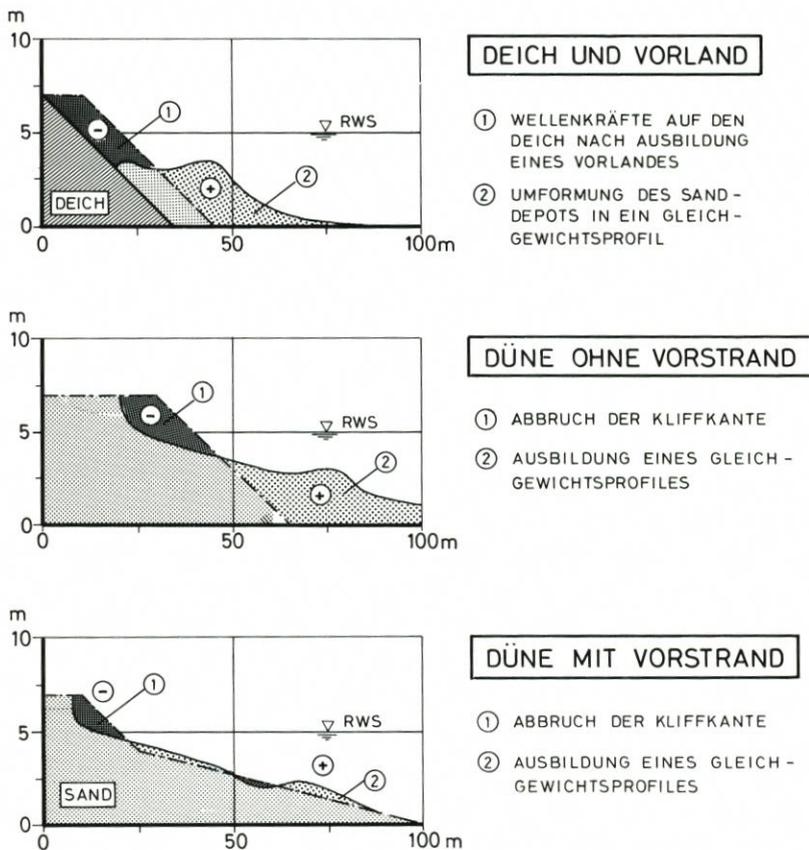


Abb. 10. Versuchseinbauten (schematisch) im GWK und Versuchsziele

Wellenhöhe von $H = 1,5$ m mit einer Periode von $T = 6$ s sowie ein JONSWAP-Spektrum mit $H_{1/3} = 1,5$ m und $T_p = 6$ s für die Untersuchungen mit irregulären Wellen gewählt. Um eine Verfälschung der Versuche im GWK durch nennenswerte Reflexionen, die sich den Ausgangswellen überlagern, zu vermeiden, wurden jeweils nur Folgen von je 50 bis 100 Wellen gefahren. Danach wurde die Wellenmaschine ausgeschaltet und eine Pause von etwa 1,5 Stunden zur Beruhigung des Wasserspiegels eingelegt. Diese Zeit wurde u. a. dazu genutzt, zugleich in drei Profilen und in Abständen von 0,5 m bis 1,0 m den jeweiligen Abbruchzustand der Düne sowie die Vorstrandhöhen aufzumessen.

4.3 Ergebnisse der Untersuchungen

4.3.1 Einfluß von regulären und irregulären Wellen auf die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils

In einer ersten Versuchsreihe wurde die Umbildung einer Düne mit einer 1:4 geneigten Böschung in einen natürlichen Strand untersucht. Zunächst wurden reguläre Wellen ($H = 1,5$ m und $T = 6$ s) bis zur Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils verwendet; danach wurde der Versuch mit einem JONSWAP-Spektrum ($H_{1/3} = 1,45$ und $T_p = 6$ s) wiederholt. Der wichtigste Unterschied beider Versuchsreihen bestand darin, daß sich bei regulären Wellen ein Strandprofil ausbildet, das deutlich eine Barre (Riff) aufweist (Abb. 11, oben). Eine derartige Entwicklung war dagegen in vorausgegangenen kleinmaßstäblichen Untersuchungen bei gleichem Versuchsaufbau im Maßstab 1:10 nicht beobachtet worden. Dies kann auf die veränderten Energieumwandlungsprozesse infolge einer vermehrten Luftaufnahme beim Brechen der Welle im Naturmaßstab zurückgeführt werden.

Auf die noch bestehenden Unsicherheiten hinsichtlich des physikalischen Verständnisses zur Ausbildung von Riffen weist u. a. ALLEN (1984) hin. Bei den Untersuchungen mit einem

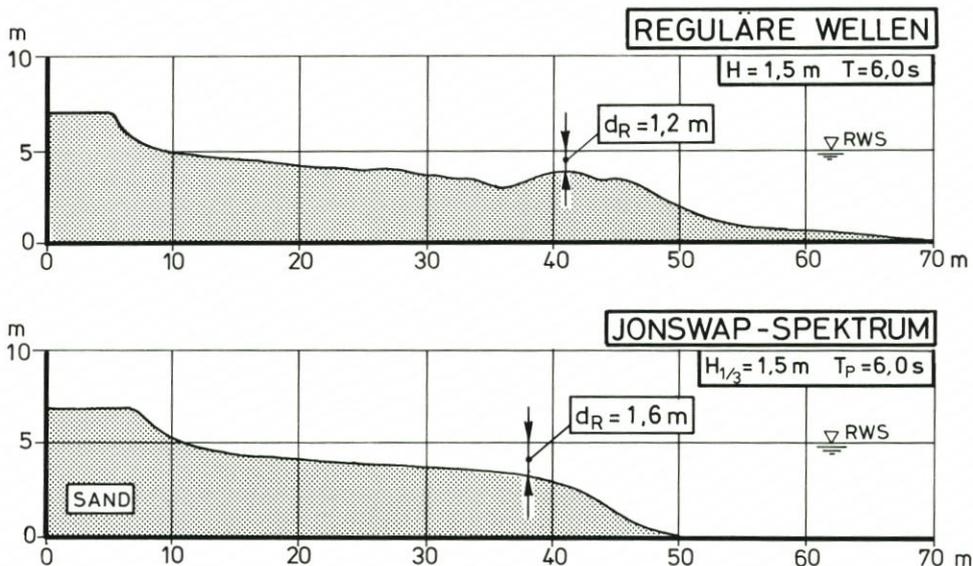


Abb. 11. Gleichgewichtsprofile vor einer Düne nach 3000 Wellen (rd. 5 Std.) nach Versuchen mit regulären (oben) und irregulären Wellen (unten)

Wellenspektrum im Naturmaßstab konnte hingegen die Ausbildung eines Riffprofils nicht festgestellt werden. Es ergab sich vielmehr ein gedrungenes sog. „Bermenprofil“ (Abb. 11, unten) mit einer Neigung von 1:15 bis 1:20 unterhalb der Wasserlinie und einem steilen Abfall des Profils auf die Kanalsohle an der seawärtigen Grenze der Brandungszone.

Auffällig ist beim Vergleich beider Profile die beachtlich voneinander abweichende seawärtige Verlagerung der erodierten Sedimente, was das unterschiedliche Transportvermögen bei regulären und irregulären Wellen veranschaulicht. Hinzuweisen ist ferner auf die Tiefen des Riffes mit $d_R = 1,2$ m unter dem Ruhewasserspiegel und einer Tiefe von $d = 1,6$ m am seawärtigen Ende des Bermenprofils.

4.3.2 Zur Parametrisierung von Vorstrandprofilen mit Riffbildung

Im Hinblick auf die Art der Auswertung und eine mögliche Parametrisierung von Vorstrandprofilen mit einer Riffbildung wurde die zeitabhängige Strandentwicklung im Zusammenhang mit den Veränderungen der Wellenparameter in der Brecherzone ausgewertet. Abb. 12 zeigt die Ergebnisse der Versuchsreihe mit regulären Wellen bezüglich der Umwandlung einer 1:4 geneigten Düne (ohne Vorstrand) in ein nahezu stabiles Strandprofil nach etwa 4000 Wellen (rd. 6 Stunden). Abb. 13 veranschaulicht dazu beispielhaft die Verteilung der Wellenhöhen über dem jeweiligen Strandprofil.

Aus den vorgenannten Abtragungen sowie aus den visuellen Beobachtungen der Versuche im GWK können folgende qualitativen Aussagen abgeleitet werden:

1. Der Brechpunkt, der bei Versuchsbeginn zunächst unmittelbar auf dem oberen Teil des Strandes liegt, wird im weiteren Lauf der Strandentwicklung monoton seawärts verlagert, wobei die Brecherart von der einer brechenden „Clapotis“ in die eines ungesättigten Sturzbrechers übergeht (Abb. 14).
2. Schon nach etwa 200 Wellen (rd. 20 Min.) bildet sich eine erste Barre (Riff) aus, die im weiteren Verlauf der Untersuchungen monoton weiter seawärts wandert, wobei die Wassertiefe über der Barre nahezu konstant bleibt.
3. Wenn auch, wie Abb. 13 beispielhaft zeigt, der Brechpunkt (= Maximum der Wellenhöhe) und der höchste Punkt der Barre (Riff) nicht immer zusammenfallen, so ist doch offensichtlich, daß Brechpunkt und Riff immer sehr dicht nebeneinanderliegen und sich gleichsinnig seawärts während der Versuchsreihe verlagern. Die nahezu konstante Wellenhöhe landwärts der Brecherzone zeigt die Bedeutung dieser Schwallzone für die Vorgänge der Kliffbrandung, wobei sich bei dem instationären Prozeß der Strandumwandlung diese Schwallzone monoton seawärts erweitert.
4. Das Wechselspiel zwischen brechenden Wellen und Strandumlagerung spielt sich in einer Brandungszone ab, die mit den bisherigen Klassifikationen (Schwallbrecher, Sturzbrecher, Reflexionsbrecher, brechende „Clapotis“) nicht beschrieben werden kann. Es wird für diese Art der Brandung der Term **K l i f f b r a n d u n g** vorgeschlagen. Der „Kliffbrecher“ ist dadurch gekennzeichnet, daß an dem sich bildenden Kliff an der Dünenkante ein Teil der Wellenenergie reflektiert wird. Der reflektierte Brecher läuft dann auf einer allmählich fallenden Schorre dem ankommenden Brecher entgegen. Erwähnenswert aufgrund von visuellen Beobachtungen ist der große Luftanteil in diesem Rücklaufschwall. Der sich bildende Sturzbrecher brandet in dieses Rücklaufwasser (Abb. 15) und erzeugt den nächsten Rücklaufschwall, der ebenfalls wieder von der Kliffkante größtenteils reflektiert wird usw.

Um die morphologischen Vorgänge der Strandentwicklung (Abb. 12) zu parametrisieren, wird die Bildung dimensionsloser Parameter gewählt. Dazu wurden in einer ersten Betrachtung je zwei Längen- und Höhenangaben zugrundegelegt, wie sie auf Abb. 16 schematisch dargestellt sind. Im Hinblick auf ein einheitliches Koordinatensystem wurde als Nullpunkt der Schnittpunkt des Ruhewasserspiegels mit dem jeweiligen Strandprofil gewählt; von diesem Punkt aus wird mit der Länge x die jeweilige Entfernung eines Ortes in der Brandungszone von diesem Nullpunkt bezeichnet. Mit den Parametern H_B (Höhe der Welle am Brechpunkt) und a_B (= Abstand des Brechpunktes von der Uferlinie mit $x = 0$) werden dabei die Wellenparameter einschließlich der Wellenenergie, mit d_R (kleinste Wassertiefe über dem Riff) und a_R (Abstand des Riffes von der Uferlinie) die Hauptparameter der sich umbildenden Sohle erfaßt.

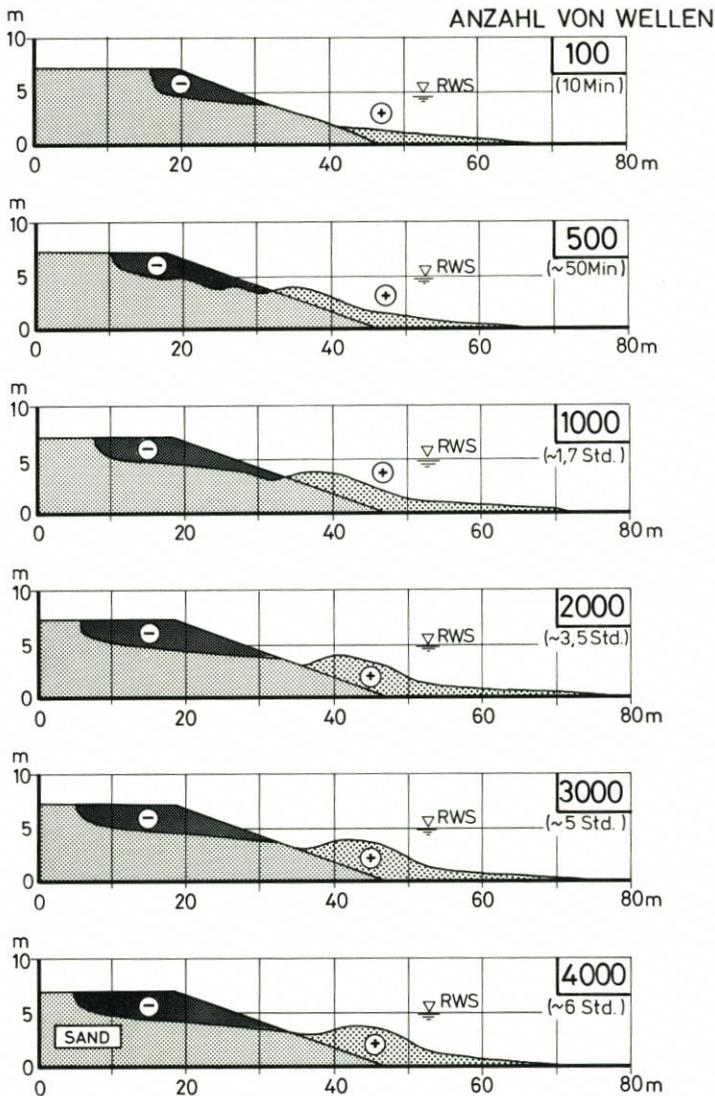


Abb. 12. Umformung einer 1:4 geböschten Düne (ohne Vorstrand) in ein stabiles Gleichgewichtsprofil bei regulären Wellen ($H = 1,5$ m und $T = 6$ s)

Die Entwicklung der Parameter H_B und d_R in Abhängigkeit von der Wellenzahl N zeigt Abb. 17, in beiden Fällen sind nur geringe Änderungen während der Versuchszeit festzustellen. Anders ist es mit den Abständen a_R und a_B (Abb. 18), die bei allen Versuchen eine monotone Zunahme mit der Wellenzahl zeigen, wobei sich zugleich bei Wellenzahlen oberhalb $N = 3000$ ein asymptotisches Verhalten andeutet.

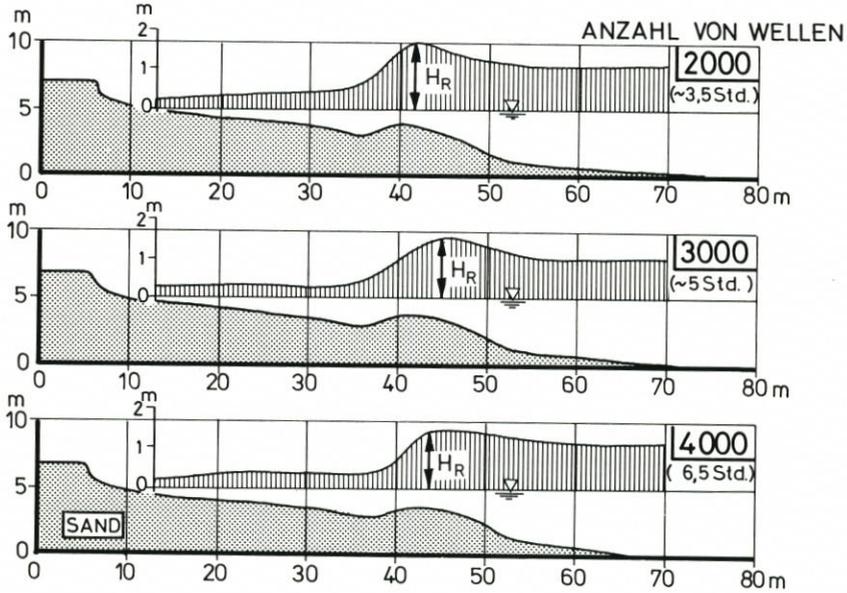


Abb. 13. Verteilung der Wellenhöhen über dem jeweiligen Strandprofil bei regulären Wellen

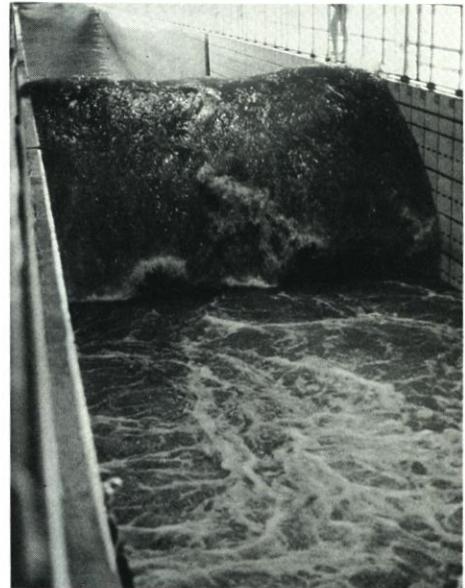
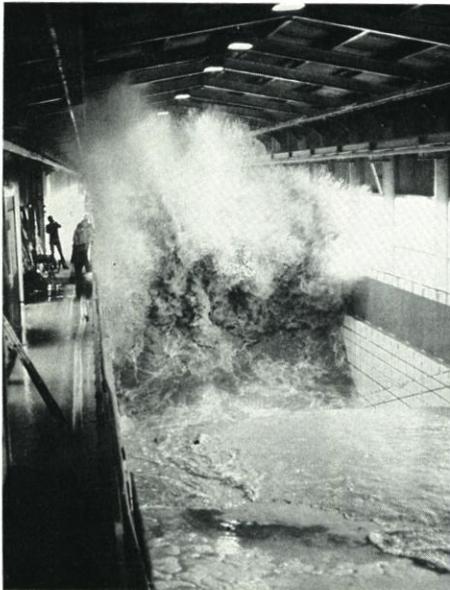


Abb. 14. Auf die Düne auflaufende reguläre Wellen mit der Ausbildung einer brechenden „Clapotis“ bei Versuchsbeginn (links), übergehend in die eines ungesättigten Sturzbrechers (rechts)

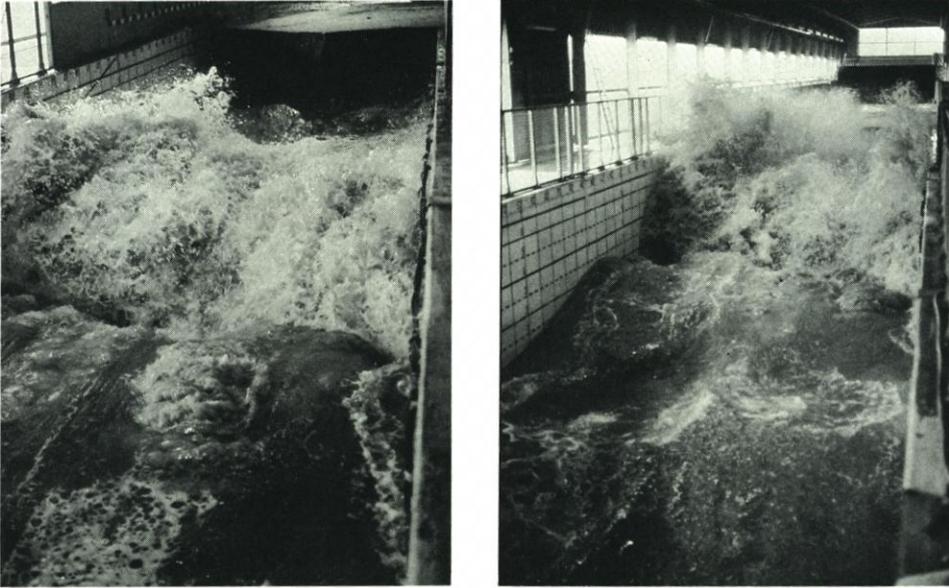


Abb. 15. Aufschlag eines Brechers in das Rücklaufwasser (links) und Auslösen eines Auflaufschalles auf das Kliff (rechts)

Mit dem gewählten dimensionslosen Ausdruck H_B/a_B wird physikalisch die Wellenenergie ausgedrückt, die sich auf das Flächenelement Δa in der Brandungszone verteilt (spezifische Wellenenergie); der ebenfalls dimensionslose Ausdruck d_R/a_R stellt den Hauptparameter der Riffentwicklung dar. Wie Abb. 19 zeigt, sind beide Funktionen monoton fallend; für die Wellenenergie bedeutet dieses, daß sie je Flächeneinheit des Strandes mit zunehmender Wellenzahl (= Strandentwicklung) immer kleiner wird, während sich das Riff weiter seawärts verschiebt.

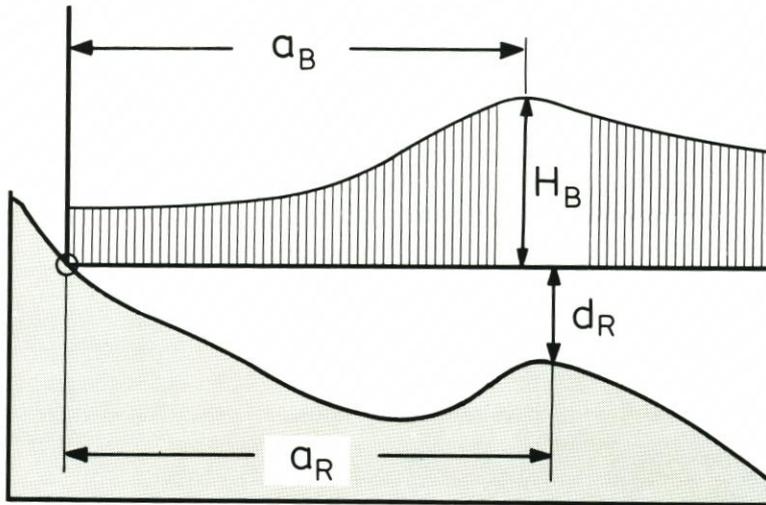


Abb. 16. Definition von Längen und Höhen (schematisch)

Die weiteren, zur Zeit laufenden Untersuchungen sind darauf ausgerichtet, alle kennzeichnenden Parameter der Strandentwicklung in möglichst einer Invarianten zusammenzufassen, die unabhängig von der Strandentwicklung und nur vom Korndurchmesser des Strandes abhängig ist. Es ist zu vermuten, daß theoretisch bei allen Entwicklungsstadien ein augenblickliches Gleichgewicht zwischen der (über die Brandungslänge x verteilten) Wellenenergie und der (sich verändernden) Strandmorphologie besteht. Diese Zusammenhänge konnten in einem dimensionslosen Strandindex S_E zusammengefaßt werden, der nach verschiedenen Überlegungen in einem ersten Ansatz zu

$$S_E = \frac{\int_0^x H_B(x) dx}{\int_0^x d(x) dx}$$

gewählt wurde. Diese Beschreibung erfaßt physikalisch das Verhältnis der umgesetzten Wellenenergie zur augenblicklichen Strandentwicklung und stellt geometrisch-formal das Verhältnis der Flächen der Wellenhöhen zu denen der Strandhöhen unter dem Ruhewasserspiegel dar.

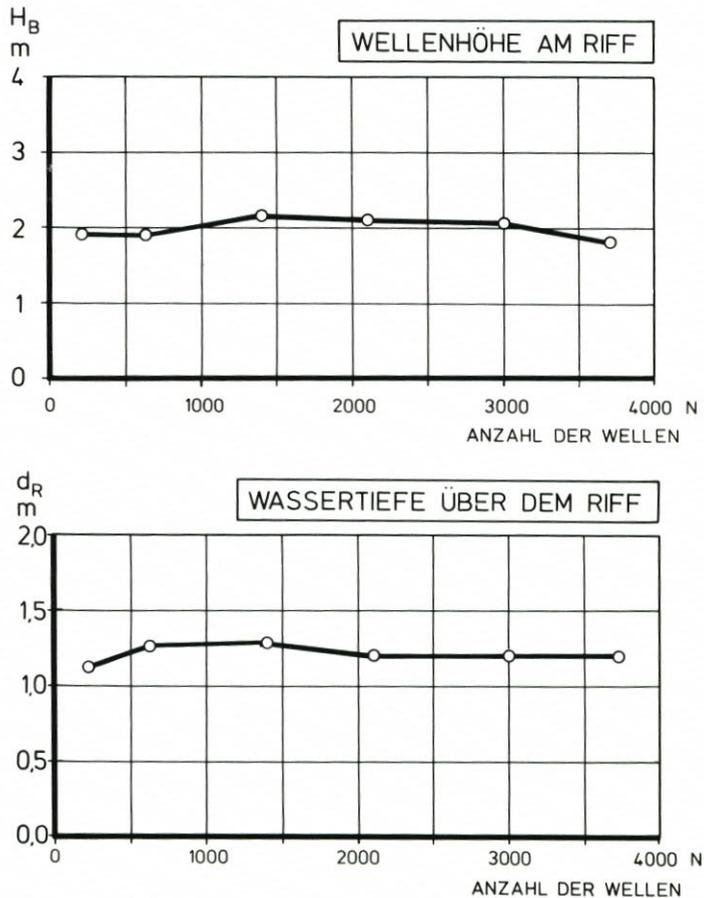


Abb. 17. Zeitabhängige Entwicklung der Wellenhöhe am Riff und der Wassertiefe über dem Riff (Versuchsreihe mit regulären Wellen, Abb. 12 und 13)

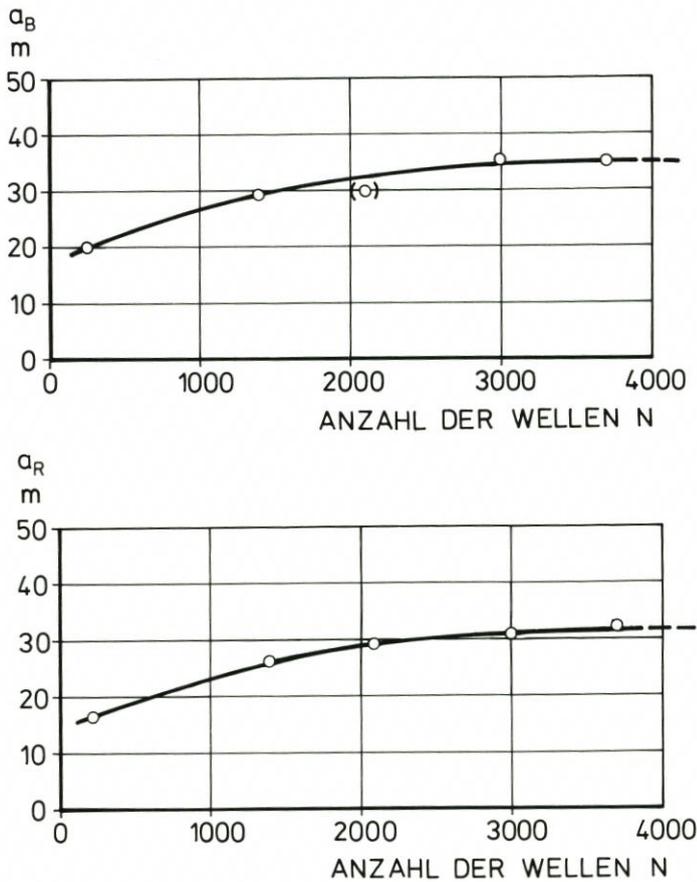


Abb. 18. Monotone Zunahme der Abstände a_B und a_R in Abhängigkeit von der Anzahl der Wellen

Wenn sich herausstellen sollte, daß der Strandindex nahezu konstant über die gesamte Versuchsdauer bleibt, wäre zu erwarten, daß der Wert $S_E = \text{konst.}$ in Abhängigkeit von der Korngröße bei größerem Korn zunimmt und bei feinerem Material entsprechend kleiner wird. Dies wird Gegenstand weiterer Betrachtungen und auch zukünftiger Versuche im GWK sein.

4.3.3 Zur Parametrisierung von Vorstrandprofilen bei Untersuchungen mit Wellenspektren

Wie in Abschnitt 4.3.1 bereits erwähnt, stellte sich bei den Untersuchungen mit Wellenspektren ein sog. „Bermenprofil“ ohne die Ausbildung eines ausgeprägten Riffes ein. Die zeitliche Entwicklung des Dünenrückganges und der Ausbildung eines nahezu stabilen Gleichgewichtsprofils zeigt, analog zu der Versuchsreihe mit regulären Wellen, Abb. 20 für die Versuchsreihe mit Wellenspektrum.

Im Vergleich zu den Versuchen mit regulären Wellen (Abb. 12) fällt auf, daß bei dem Wellenspektrum das erodierte Sediment nicht so weit seewärts verfrachtet wird. Das Ausbleiben einer Riffbildung ist im wesentlichen auf die unterschiedlichen Wellenhöhen und -perio-

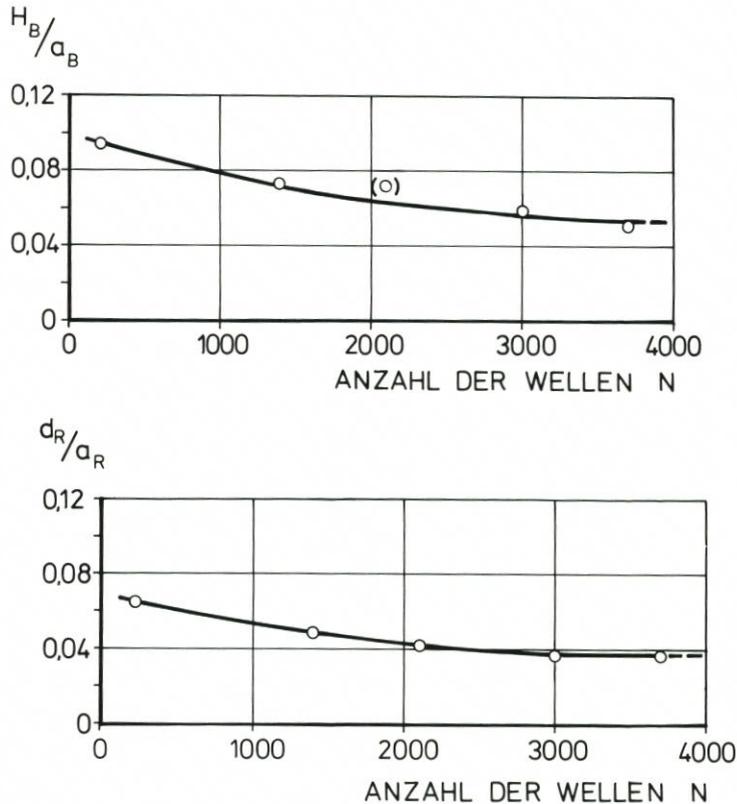


Abb. 19. Änderung der kennzeichnenden dimensionslosen Ausdrücke H_B/a_B und d_R/a_R hinsichtlich der zeitabhängigen Riffentwicklung

den, die im Wellenspektrum enthalten sind, zurückzuführen, wodurch anstelle einer konzentrierten, relativ schmalen Brecherzone im Riffbereich (bei regulären Wellen) eine ausgedehnte Brandungszone auf der Strandberme hervorgerufen wird.

Wie weit der in Abschnitt 4.3.2 aufgezeigte Weg einer Parametrisierung für „Bermenprofile“, ggf. durch Einbeziehung eines kennzeichnenden Wellenparameters, der die Spektraleigenschaften repräsentiert, geeignet ist, kann zur Zeit noch nicht beurteilt werden.

Einen bemerkenswerten Ansatz zur Beschreibung der mittleren Energiedissipation in Brandungszonen, die durch irregulär brechende Wellen (Spektren) hervorgerufen wird, haben BATTJES und STIVE (1984) auf der Grundlage von Natur- und Labordaten sowohl für Riffprofile als auch für Bermenprofile verifiziert. Optimal übereinstimmende Werte wurden rechnerisch im Modell für einen veränderlichen Brecherhöhen-Koeffizienten ermittelt, wobei festgestellt wurde, daß sich die Werte zwar schwach, aber dennoch systematisch mit der Wellensteilheit der Ausgangswellen ändern. Eine Parametrisierung dieser Abhängigkeit läßt die Brauchbarkeit des Modells für Vorhersagen erwarten.

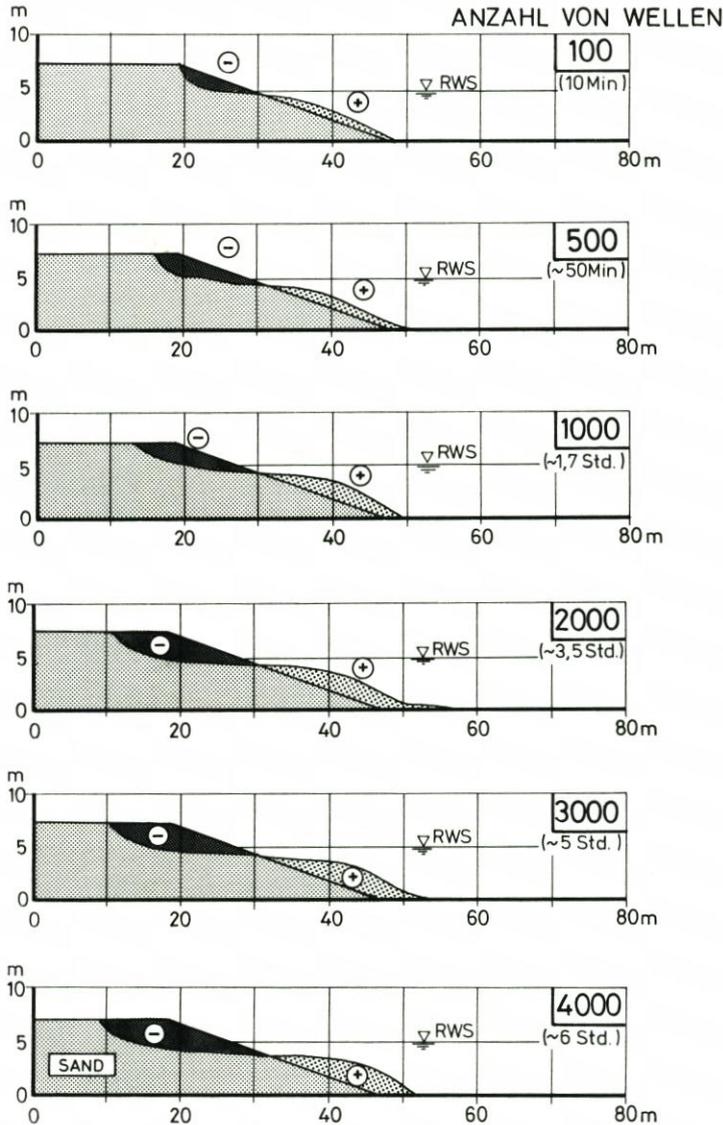


Abb. 20. Umformung einer 1:4 geböschten Düne (ohne Vorstrand) in ein stabiles Gleichgewichtsprofil bei Wellenspektren ($H_{1/3} = 1,45$ m und $T_p = 6$ s)

4.3.4 Zum Einfluß eines Vorstrandes auf die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils

Die Untersuchungen an einer Düne ohne Vorstrand sind als ein Extremfall einzuordnen, da ein derartiger Zustand in der Natur normalerweise nicht auftritt. Dennoch wurde diese Versuchsreihe allen nachfolgenden vorangestellt, um festzustellen, wie groß unabhängig vom Vorhandensein einer Vorstrandneigung, nur in Abhängigkeit von den Wasserstands- und

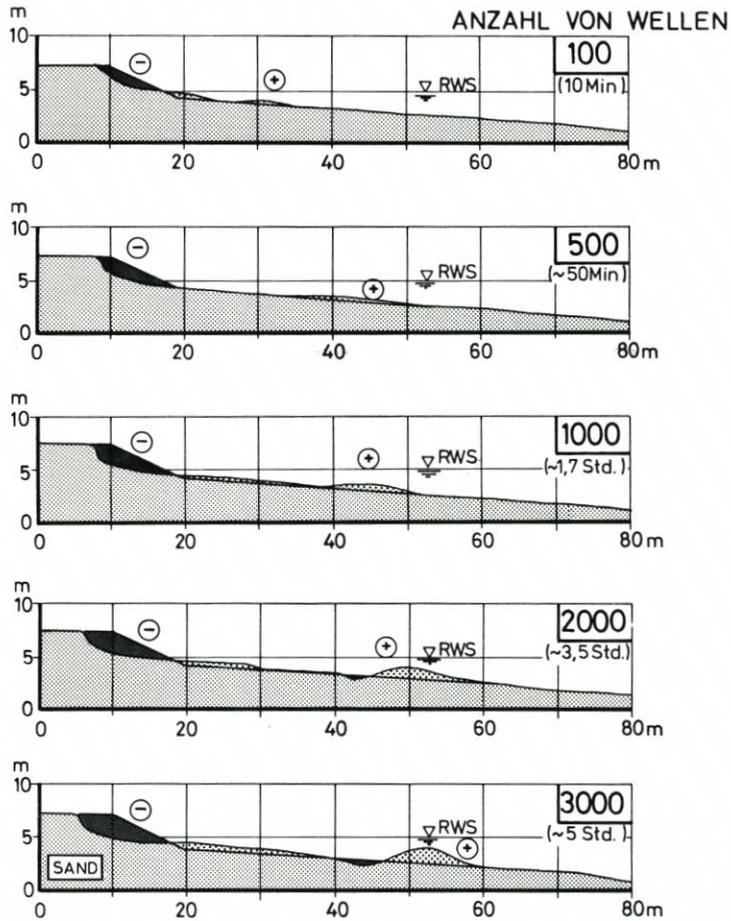


Abb. 21. Umformung einer 1:4 geböschten Düne (mit Vorstrand) in ein stabiles Gleichgewichtsprofil bei regulären Wellen ($H = 1,5$ m und $T = 6$ s)

Wellenparametern und dem gewählten Sediment ($d_{50} = 0,33$ mm), das wellenerzeugte Umformungs- und Transportvermögen bis zur Ausbildung eines stabilen Strandprofils ist. Die Ergebnisse sind auf Abb. 12 für reguläre Wellen und Abb. 20 für Wellenspektren dargestellt.

In der Natur sind Dünen gewöhnlich Vorstrände vorgelagert, deren Korndurchmesser in Verbindung mit dem momentanen Wellenklima die mittlere Vorstrandneigung bestimmt. Nach SPM (1984) ist für einen mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,33$ mm mit einer mittleren Neigung zwischen 1:15 und 1:20 im Gleichgewichtszustand zu rechnen. Dieser Wertebereich wurde mit etwa 1:16 auch für das Gleichgewichtsprofil bei regulären Wellen auf Abb. 12 (unten, nach 4000 Wellen) bestätigt.

Um nun den Einfluß einer vorhandenen Vorstrandneigung auf die Umformung einer Düne zu untersuchen, und zwar zunächst für die Verhältnisse, wie sie in der Natur zu erwarten sind, wurde in den GWK eine 1:4 geböschte Düne eingebaut, an die sich ab 1 m unter dem Ruhewasserspiegel (Kanalsole + 4 m) ein 1:20 geneigter Strand anschloß. Die zeitliche Entwicklung des Dünenrückganges und die Ausbildung eines nahezu stabilen

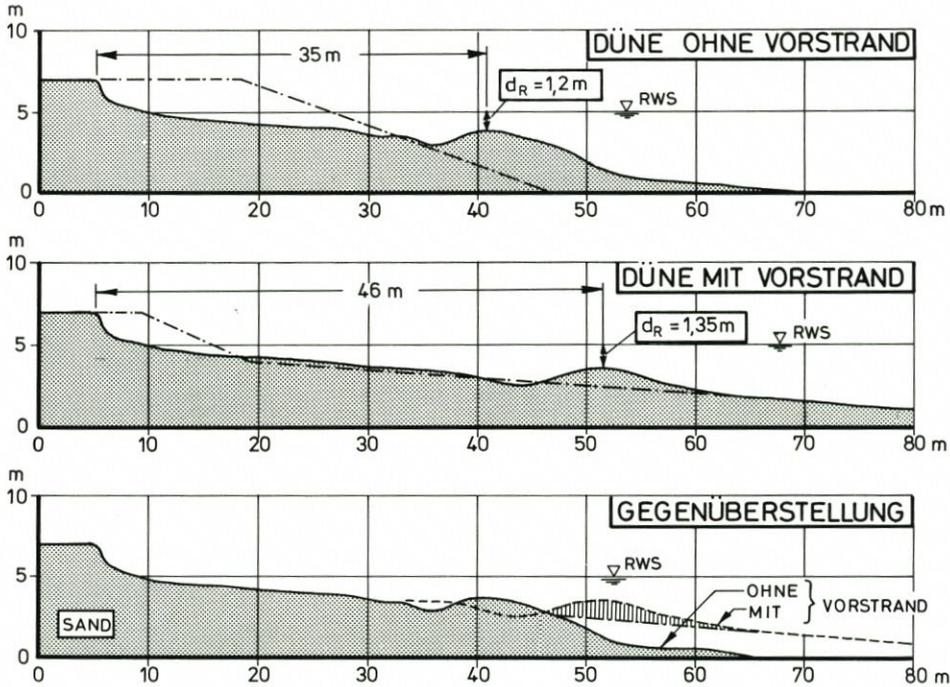


Abb. 22. Umformung einer Düne ohne Vorstrand (oben) und einer Düne mit Vorstrand (Neigung 1:20) nach 3000 regulären Wellen ($H = 1,5$ m und $T = 6$ s)

Gleichgewichtsprofils, einschließlich der Entwicklung des Riffes bei regulären Wellen, zeigt Abb. 21 bei Wellen mit $H = 1,5$ m und $T = 6$ s.

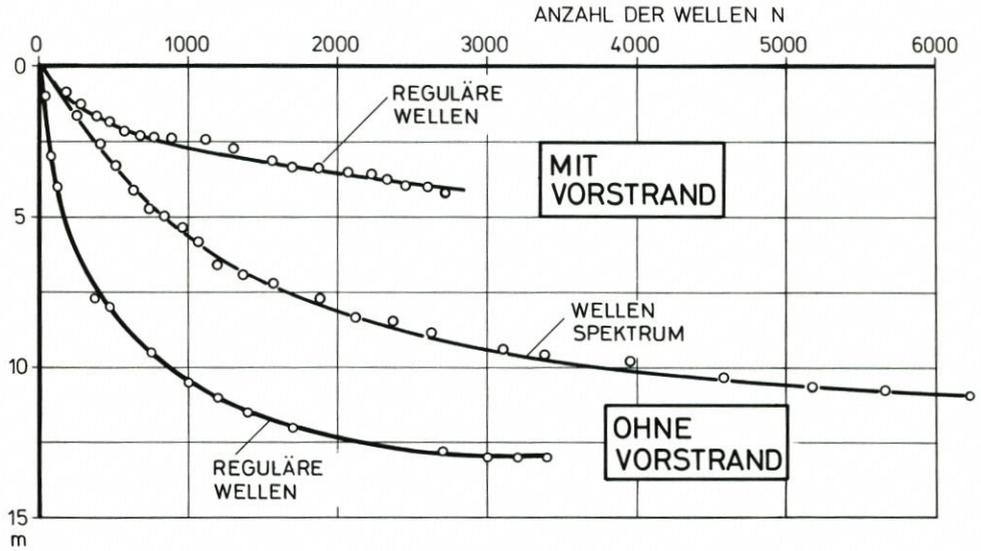
Die Entwicklung des Strandprofils nach etwa 3000 Wellen ist auf Abb. 22 (unten) im Vergleich zu dem zeitlich zugehörigen Strandprofil, das sich aus einer Düne ohne Vorstrand ausgebildet hat (Abb. 22, unten) dargestellt.

Auffällig ist neben der Bildung eines ebenfalls ausgeprägten Riffes ($d_R = 1,35$ m), daß es um etwa 30 % (mehr als 10 m) weiter seewärts verschoben ist. Nach etwa 1000 Wellen (rd. 1,7 Std.) ist die Ausbildung eines schwachen Riffes bei Station 47 m (Abb. 21) zu erkennen; nach weiteren 2000 Wellen (rd. 3,5 Std.) war das Riff unter stetiger Auffüllung 10 m weiter seewärts gewandert.

Aufgabe weiterer Untersuchungen wird es sein, zusätzliche Neigungen des Vorstandes und vor allem andere Korndurchmesser im GWK zu untersuchen, um weitere experimentelle Daten als Voraussetzung für eine Parametrisierung zu erhalten.

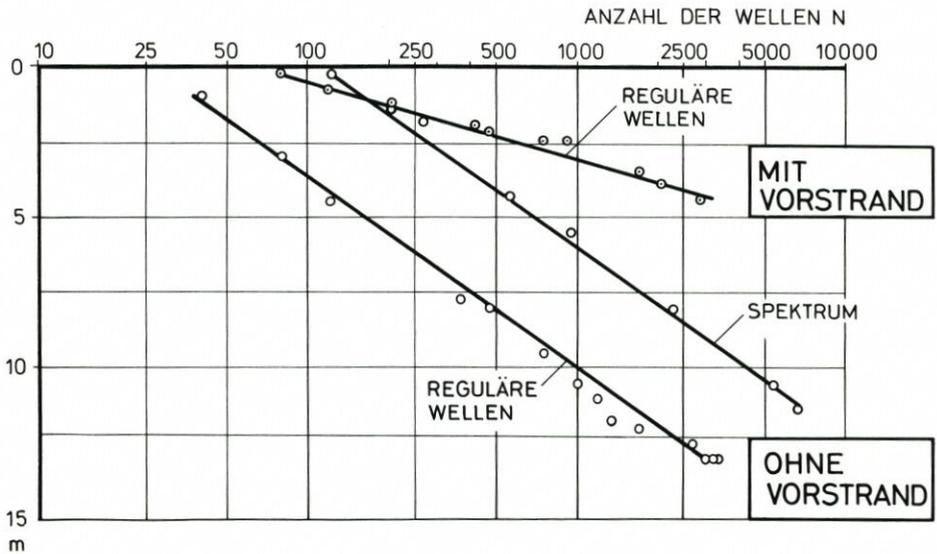
4.3.5 Zum Einfluß eines Vorstrandes auf den Abbruch einer Düne

Neben den Untersuchungen zur Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils bei Dünen ohne und mit Vorstrand ist insbesondere für die Praxis das unterschiedliche Abbruchvolumen aus dem Dünenkörper bzw. der damit zusammenhängende effektive Rückgang der Dünenkante von erheblicher Bedeutung. Wie Abb. 12 zeigt, steht einem Rückgang von 13 m bei der Düne



RÜCKGANG DES KLIFFS

Abb. 23. Auftragung des Rückganges einer Dünenkante in Abhängigkeit von der Anzahl der Wellen im linearen Maßstab



RÜCKGANG DES KLIFFS

Abb. 24. Auftragung des Rückganges einer Dünenkante in Abhängigkeit von der Anzahl der Wellen im einfach-logarithmischen Maßstab

ohne Vorstrand lediglich ein Abbruch von 4 m (etwa 30 %) bei der Düne mit Vorstrand gegenüber (Abb. 21). Somit kann mit diesen anfänglichen Versuchen schon belegt werden, daß durch die Einbeziehung der Vorstrandgeometrie nach Höhenlage und Neigung in die Planung von Sandvorspülungen, z. B. als Sanddepots (sog. „Verschleißbauwerke“) zur Sicherung einer im Abbruch befindlichen Düne, eine beachtliche Optimierung derartiger Maßnahmen hinsichtlich ihrer Stabilität erzielt werden kann.

Aus den Auftragungen der zeitlichen Umformungen der Düne ohne Vorstrand bei regulären Wellen (Abb. 12) und bei Wellenspektren (Abb. 20) sowie der Düne mit Vorstrand bei regulären Wellen (Abb. 21) ist zugleich auch das Abbruchvolumen bzw. der Rückgang der Dünenkante ersichtlich. Im Hinblick auf eine angestrebte Parametrisierung wurde beispielhaft der Rückgang in Abhängigkeit von der Zeit (Anzahl der Wellen) ausgewertet. Die Auftragung im linearen Maßstab (Abb. 23) läßt ein asymptotisches Verhalten erkennen, was durch die Darstellung im einfach-logarithmischen Koordinatensystem bestätigt wird (Abb. 24), da nahezu alle Punkte auf einer Geraden liegen. Diese Ergebnisse bestätigen zugleich die Richtigkeit der Ansätze von KRIEBEL und DEAN (1985) zur numerischen Analyse der Einflußfaktoren auf Dünenabbrüche und Strandumformungen (vgl. Abb. 8 und 9).

Das hier aufgezeigte und analysierte Verhalten des Dünenabbruches wird als brauchbarer Ansatz für weitere, umfassendere Untersuchungen angesehen und soll diesen zugrundegelegt werden.

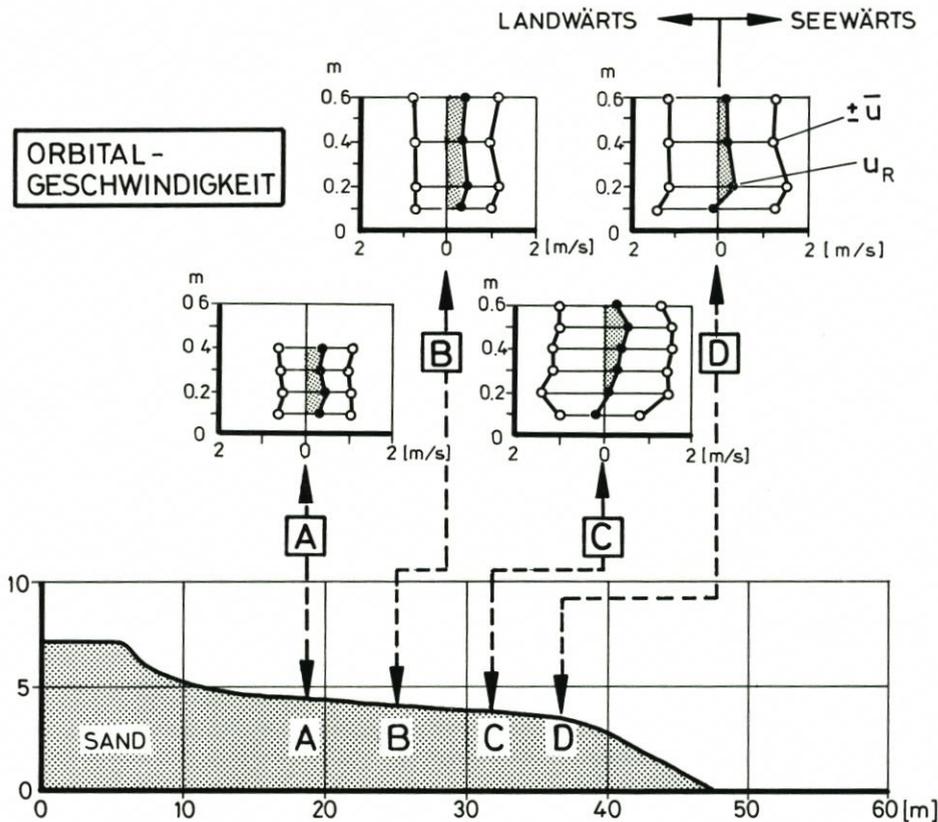


Abb. 25. Messung der sohnnahen Orbitalgeschwindigkeiten im GWK bei einem Wellenspektrum (JONSWAP: $H_{1/3} = 1,5 \text{ m}$ und $T_p = 6 \text{ s}$)

4.3.6 Beiträge zur quantitativen Erfassung des Küstenquertransportes

Der Einfluß einer zweidimensionalen Wellenbewegung (z. B. im GWK) auf die Sedimentbewegung im Küstenquertransport ist noch immer unzureichend bekannt. Allgemein wird davon ausgegangen, daß eine Vielzahl von Wechselwirkungen zwischen Wellen- und Sedimentbewegung zur Ausbildung von Strandprofilen führt. Voraussetzung für eine Analyse der einzelnen Einflußparameter ist eine zufriedenstellende Beschreibung der Verteilung von Orbitalströmung und Sedimentkonzentration über die Wassertiefe in Abhängigkeit von der Zeit und dem Raum. Darüber ließe sich dann der resultierende Küstenquertransport berechnen und aus dessen Veränderlichkeit auf Sohländerungen schließen.

Aufgrund von Beobachtungen und Laborversuchen über das Brechen von irregulären Wellen auf einem Strand gelangten STIVE und BATTJES (1984) zu der Auffassung, daß der Sedimenttransport im wesentlichen von der wellenerzeugten, zeitlich gemittelten Rückströmung („undertow“ oder „return flow“) über der Sohle abhängt. In einem Modell, in dem nur dieser Parameter berücksichtigt wird, konnte nachgewiesen werden, daß in erster Näherung allein dieser Einflußfaktor die Sohlveränderungen schon zufriedenstellend beschreibt. Im Hinblick auf eine realistische Berechnung der zeitabhängigen Strandentwicklung bei Sturmfluten wird es jedoch für erforderlich erachtet, weitere Parameter als nur die Rückströmung für die Beschreibung des küstennormalen Sedimenttransports im Modell zu berücksichtigen.

Bei den Versuchen über Dünenabbrüche mit einem Wellenspektrum (vgl. Abb. 17) wurden mit elektromagnetischen Strömungsmesssonden der Norddeutschen Seekabelwerke in Nordenham u. a. auch die wellenerzeugten Strömungen an verschiedenen Punkten des ausgebildeten Gleichgewichtsprofils gemessen. Abb. 25 zeigt als Ergebnis die Auswertung der mittleren Orbitalströmungen $\pm u$ (landwärts bzw. seawärts) sowie die Differenz der beiden Strömungskomponenten, die als resultierende Strömung mit u_R bezeichnet wird. Auffallend ist die nahezu gleichförmige Rückströmung über der sohlnahen Vertikalen im oberen Strandbereich, wo sich die Ausbrandungszone (Punkt A und B) befindet und resultierende Geschwindigkeiten zwischen $u_R = 0,3$ m/s und $0,4$ m/s auftreten. An den Punkten C und D, die den Bereich der Brandungszone kennzeichnen, ist die gemittelte Rückströmung geringer; bemerkenswert ist eine zwar nur schwach ausgebildete, jedoch landwärts gerichtete Strömung in unmittelbarer Sohlnähe ($0,1$ m über der Sohle).

In einer ersten Betrachtung wurden die gemessenen Strömungen mit rechnerisch ermittelten Werten verglichen. Für die Berechnung der Orbitalströmung wurde der Ansatz aus der linearen Wellentheorie gewählt:

$$u = \pm \frac{H \cdot \pi}{T} \cdot \frac{1}{\sinh(2\pi \cdot d/L)}$$

$$\text{mit } T_p = 6 \text{ s und } L = \sqrt{g \cdot d} \cdot T_p$$

Um die resultierende Rückströmung u_R zu berechnen, wurde der Ansatz von STIVE und BATTJES (1984) herangezogen:

$$\begin{aligned} \bar{u}_{br \text{ random}} &= \bar{u}_{br \text{ period}} \cdot \bar{Q}_b \\ \text{mit} \quad \bar{u}_{br \text{ period}} &= \frac{1}{8} \cdot H_b \sqrt{g/d} \text{ und} \\ \bar{Q}_b &= 20 \cdot (H_{rms}/d)^5 \\ \bar{u} &= u_R \text{ berechnet} \end{aligned}$$

Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Tabelle 1. Gegenüberstellung von gemessenen und berechneten Orbital- und Rückströmungen bei einem JONSWAP-Spektrum ($H_{1/3} = 1,45$ m und $T_p = 6$ s) und einem Strandprofil im Gleichgewichtszustand

Pos.	Parameter			Orbitalströmung		Rückströmung	
	d	H	L	$\bar{u}_{ber.}^{1)}$	$\bar{u}_{gem.}$	$\bar{u}_{R ber.}^{2)}$	$\bar{u}_{R gem.}$
	m	m	m	m/s	m/s	m/s	m/s
A	1,0	0,5	19	0,77	0,95	0,39	0,36
B	1,25	0,6	21	0,83	1,10	0,30	0,30
C	1,5	1,55	23	1,95	1,35	–	0,23
D	1,65	1,6	24	1,92	1,35	–	0,18

¹⁾ Lineare Wellentheorie ²⁾ Ansatz von STIVE und BATTJES (1984)

Aus diesen überschläglichen Betrachtungen geht hervor, daß der Ansatz von STIVE und BATTJES (1984) geeignet erscheint, unter Zugrundelegung der gewählten Einflußparameter die Rückströmung zu beschreiben.

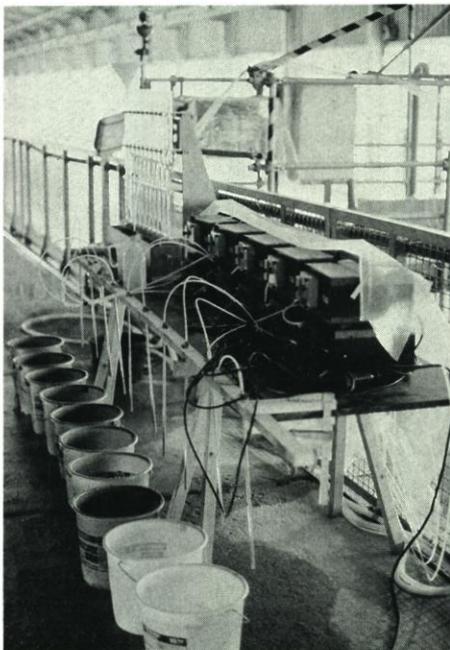


Abb. 26. Suspensionsmeßeinrichtung nach dem Abpumpprinzip beim Einsatz in der Brandungszone am GWK (rechts) sowie Abpumpeinrichtung (links)

Neben der Erfassung der Orbitalströmungen ist, wie schon erwähnt, auch die gleichzeitige Kenntnis der Verteilung der räumlichen Sedimentkonzentration über die Wassertiefe wünschenswert. Abb. 26 zeigt den Einsatz einer Suspensionsmeßeinrichtung im GWK nach dem Abpumpprinzip, die von Delft Hydraulics Laboratory in De Voorst/Niederlande beschafft wurde. Quer zur Wellenrichtung wurden in Höhen ab 0,02 m über der Sohle Düsen

mit einer Öffnung von $D = 3$ mm, die an einer Stange befestigt waren, angeordnet. Über Schlauchleitungen wurde danach ein Sand-Wassergemisch aus einer Folge von jeweils 50 bis 100 Wellen von bis zu 10 Meßhorizonten abgepumpt. Hinsichtlich der Konzentration konnte auf die Eichversuche dieser Meßeinrichtung von BOSMANN (1982) zurückgegriffen werden.

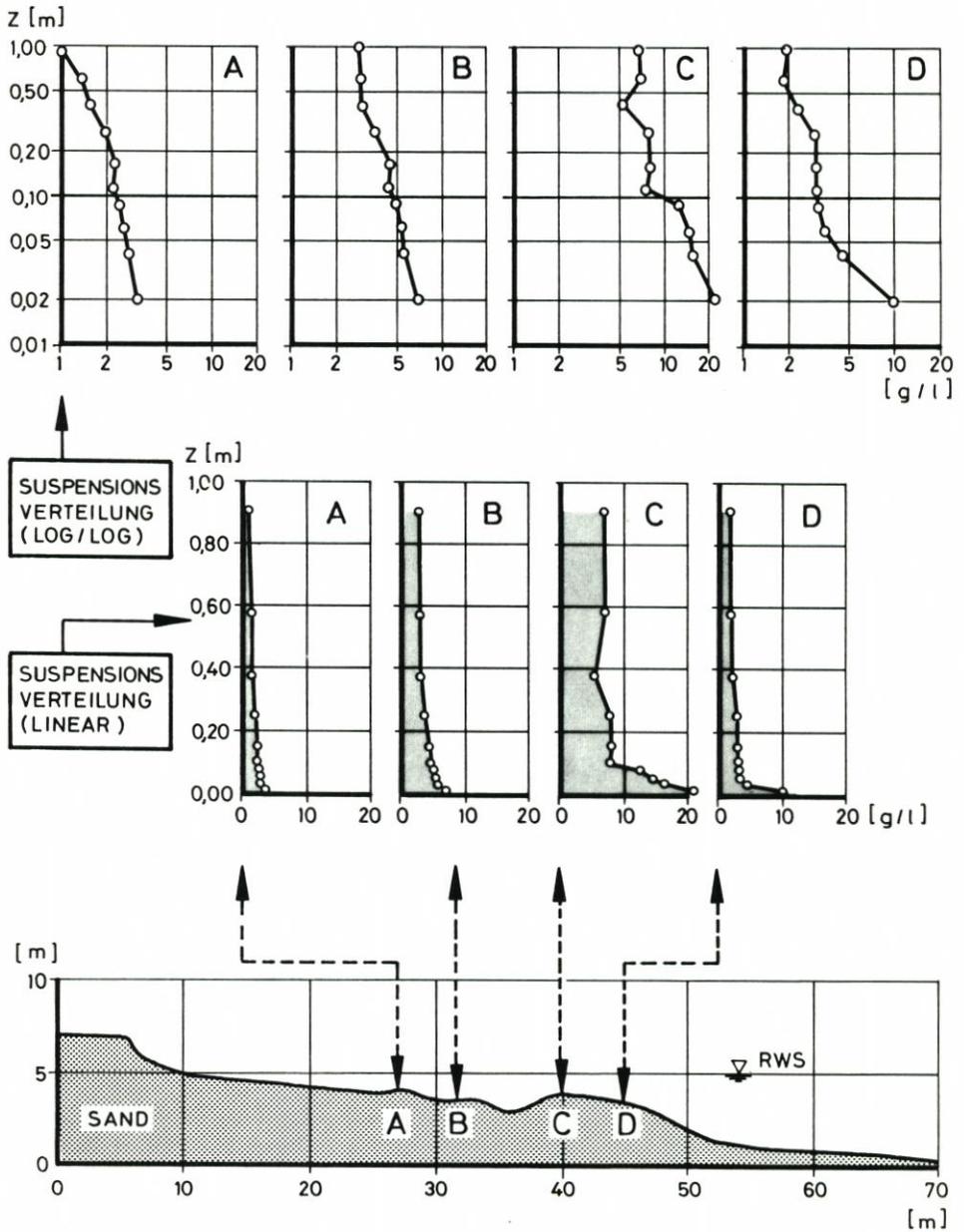


Abb. 27. Meßergebnisse der räumlichen Konzentrationsverteilungen bei der Versuchsserie mit regulären Wellen und einem ausgebildeten Gleichgewichtsprofil bei der Versuchsserie: „Die Düne ohne Vorstrand“ (vgl. Abb. 12)

Die Absauggeschwindigkeit muß danach immer größer als die jeweilige Orbitalgeschwindigkeit sein, wenn Verfälschungen der Meßergebnisse vermieden werden sollen.

Erste Ergebnisse von räumlichen Suspensionsmessungen sind in Tabelle 2 zusammengestellt und auf Abb. 27 bis 29 jeweils für die Zustände eines nahezu vollständig ausgebildeten

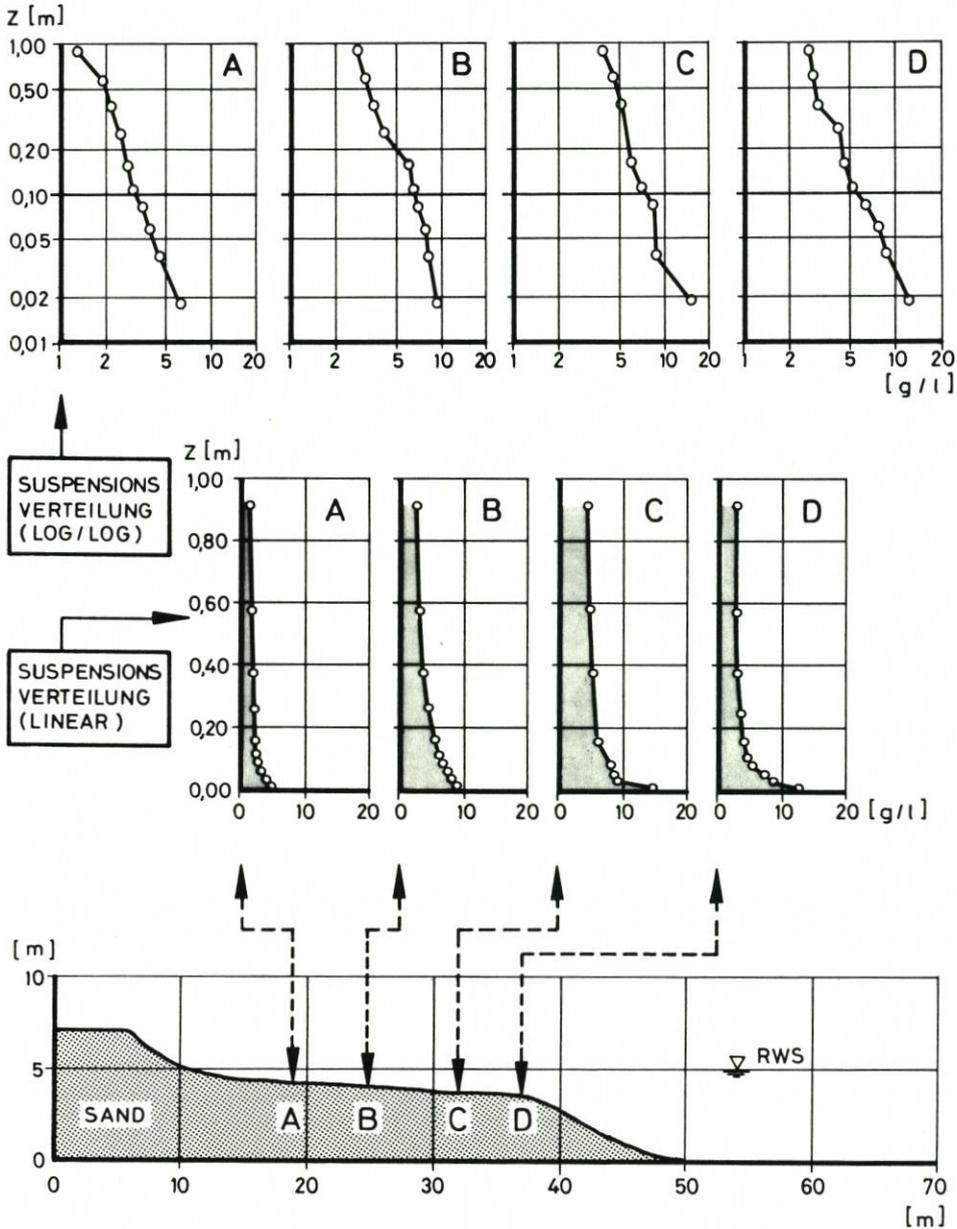


Abb. 28. Meßergebnisse der räumlichen Konzentrationsverteilungen bei der Versuchsserie mit einem JONSWAP-Spektrum und einem ausgebildeten Gleichgewichtsprofil bei der Versuchsserie: „Düne mit Vorstrand“ (vgl. Abb. 20)

Gleichgewichtsprofils aufgetragen. Ein Vergleich der Konzentrationen bestätigt die relativ hohen Konzentrationen im Bereich der Brandungszone sowohl bei regulären als auch bei irregulären Wellen (jeweils Punkte C und D auf Abb. 27 und 28). Auffallend ist hier auch noch eine vergleichsweise hohe Konzentration in unmittelbarer Sohlhöhe (unterhalb 0,1 m).

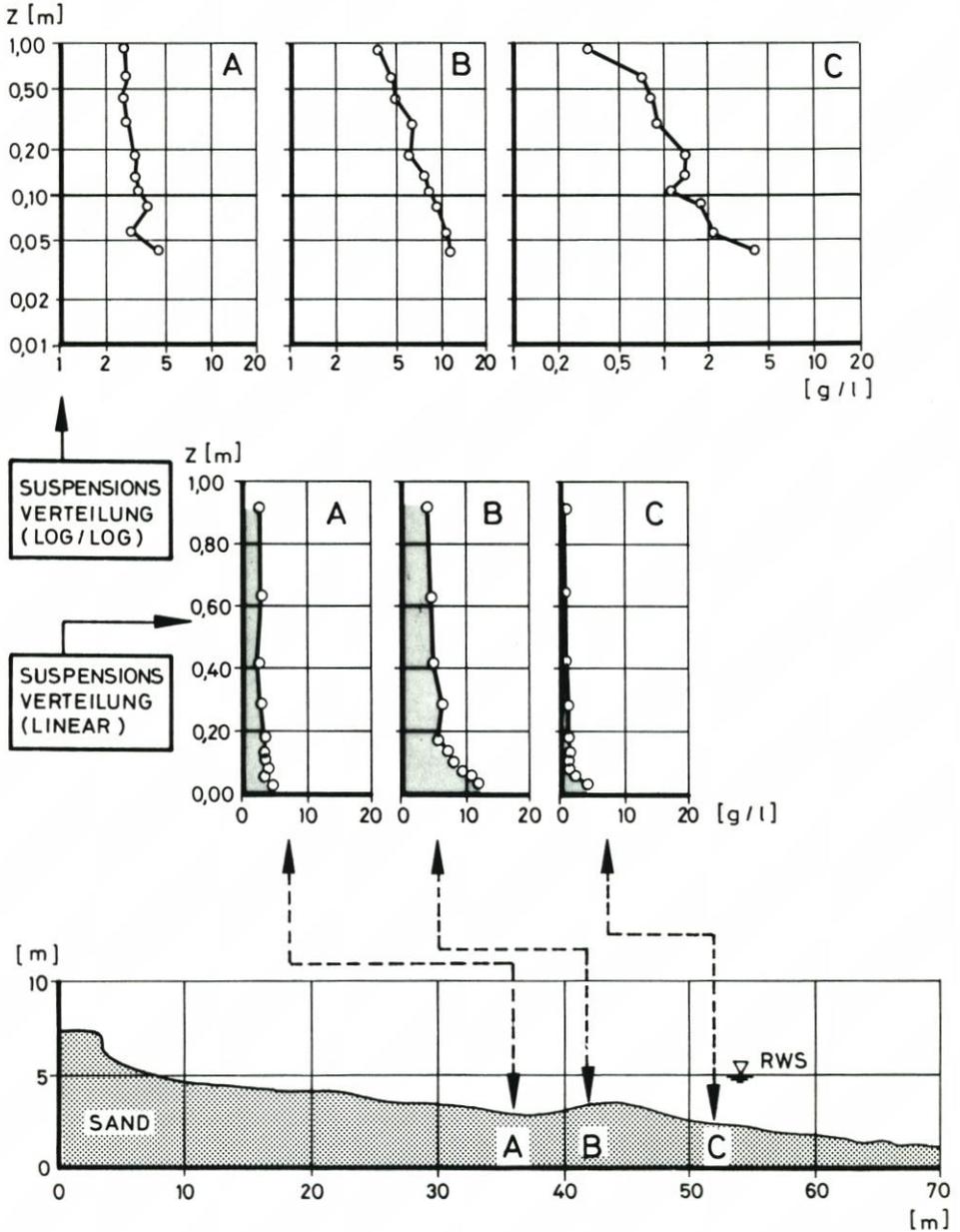


Abb. 29. Meßergebnisse der räumlichen Konzentrationsverteilung bei der Versuchsserie mit regulären Wellen und einem ausgebildeten Gleichgewichtsprofil bei der Versuchsserie: „Düne mit Vorstrand“ (vgl. Abb. 21)

Tabelle 2. Ergebnisse von Konzentrationsmessungen im Großen Wellenkanal

Versuchsreihe	Abstand von der Sohle m	Sedimentkonzentrationen an den Meßpunkten				Bemerkung
		A g/l	B g/l	C g/l	D g/l	
I	0,02	3,3	7,1	21,0	9,9	Düne ohne Vorstrand, Reguläre Wellen H = 1,5 m T = 6,0 s (Abb. 27)
	0,04	2,9	5,9	16,3	4,6	
	0,06	2,7	5,5	14,6	3,5	
	0,085	2,5	5,1	12,6	3,3	
	0,11	2,2	4,6	7,9	3,1	
	0,16	2,3	4,7	8,2	3,0	
	0,26	2,0	3,7	8,0	3,0	
	0,385	1,6	3,1	5,5	2,3	
	0,585	1,4	3,1	7,2	1,8	
0,91	1,0	2,0	7,0	1,9		
II	0,02	6,2	9,5	15,4	13,0	Düne ohne Vorstrand, JONSWAP-Spektrum H _{1/3} = 1,5 m T _p = 6,0 s (Abb. 28)
	0,04	4,6	8,6	9,1	9,0	
	0,06	3,9	8,0	–	8,0	
	0,085	3,5	7,1	8,7	6,5	
	0,11	3,0	6,7	7,3	5,2	
	0,16	2,8	6,3	6,3	4,8	
	0,26	2,5	4,2	–	4,3	
	0,385	2,1	3,6	5,3	3,1	
	0,585	1,8	3,2	4,9	2,9	
0,91	1,3	2,8	4,0	2,7		
III	0,04	4,7	11,9	4,2	–	Düne mit Vorstrand, Reguläre Wellen H = 1,5 m T = 6,0 s (Abb. 29)
	0,06	3,0	10,8	2,1	–	
	0,08	4,0	9,4	1,8	–	
	0,105	3,6	8,0	1,2	–	
	0,13	3,2	7,4	1,4	–	
	0,18	3,4	6,0	1,4	–	
	0,28	3,1	6,2	0,93	–	
	0,405	2,7	5,0	0,85	–	
	0,605	2,9	4,7	0,7	–	
0,93	2,7	4,0	0,4	–		

Bezüglich einer Beschreibung der Konzentrationsverteilung einschließlich der sohnahen Konzentration c_0 in Abhängigkeit u. a. von den Wellenparametern sowie von Wasserstand, Strömung und Korndurchmesser wird auf den Arbeiten von VAN DE GRAAFF und ROELVINK (1984) und VAN DE GRAAFF (1985) aufgebaut. Hierzu wurde inzwischen eine enge Zusammenarbeit mit den Verfassern an der Delft University of Technology in Delft/Niederlande begonnen.

Aufgrund von bisher kleinmaßstäblichen Untersuchungen kommt VAN DE GRAAFF hinsichtlich einer Beschreibung der Konzentrationsverteilung über die Tiefe mit dem Ansatz einer Diffusionsgleichung zu dem Schluß, daß der Diffusionskoeffizient von der Korngröße abhängig zu sein scheint. Zwischen Sediment und Fluid wird folgender Zusammenhang vermutet:

$$\varepsilon (\text{Sediment}) = \beta \cdot \varepsilon (\text{Fluid})$$

mit β = Koeffizient, der annähernd einer linearen Funktion der Sinkgeschwindigkeit w des Einzelkornes entspricht ($\beta = 1 + \alpha \cdot w$)

ε = Diffusionskoeffizient

Die Darstellung des Koeffizienten α in Abhängigkeit vom Diffusionskoeffizienten ϵ (Fluid) auf Abb. 30 veranschaulicht und untermauert zugleich die Notwendigkeit einer Großversuchseinrichtung, wie z. B. des GWK, um über den relativ engen, durch kleinmaßstäbliche Untersuchungen abgedeckten Bereich des Wertevorrates einzelner Parameter hinaus die große Lücke von Grenzbedingungen bis hin zum Naturmaßstab durch experimentelle Untersuchungen abdecken zu können.

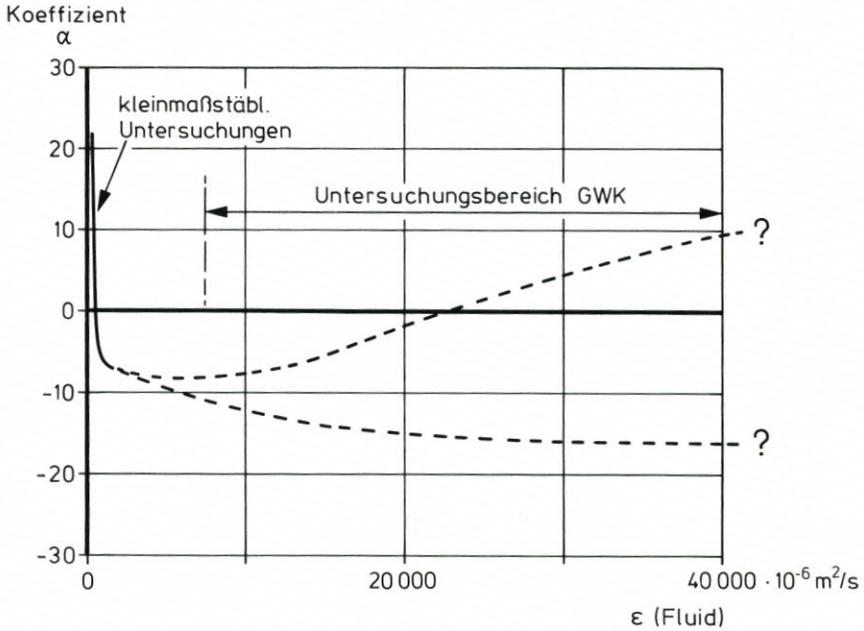


Abb. 30. Darstellung der Untersuchungsbereiche von kleinmaßstäblichen und naturmaßstäblichen Untersuchungen am Beispiel der Diffusionskoeffizienten (VAN DE GRAAFF, 1985)

5. Ausblick

Anhand der Schrifttumsübersicht über die derzeitigen Methoden zur Voraussage der zeitabhängigen Abbrüche von Dünen und der Ausbildung von Gleichgewichts-Strandprofilen an sandigen Küsten wurde aufgezeigt, daß es noch keine zufriedenstellenden quantitativen Vorhersagemodelle gibt, sondern nur solche, die auf empirischen Methoden beruhen und daher auch nur globale, mehr qualitative Ergebnisse liefern können. Mit naturmaßstäblichen Untersuchungen, z. B. im Großen Wellenkanal in Hannover, ist es nun möglich, durch eine systematische Variation aller wirksamen Einflußparameter, wie Sturmdauer, Wasserstand, Wellenhöhe, Strandneigung und Korndurchmesser, experimentelle Daten zu sammeln, die zu einem physikalischen Verständnis der Naturvorgänge beitragen und damit die Voraussetzungen für quantitative Ansätze von Vorhersagemodellen schaffen. Da Untersuchungen in einer Großversuchseinrichtung kosten- und zeitaufwendig sind und diese auch für andere Fragestellungen genutzt wird, wird es notwendig sein, die Untersuchung verschiedener Einflußparameter sinnvoll miteinander zu koppeln, um den Aufwand in einem vertretbaren Rahmen zu halten. Eine enge nationale und internationale Zusammenarbeit wird dazu

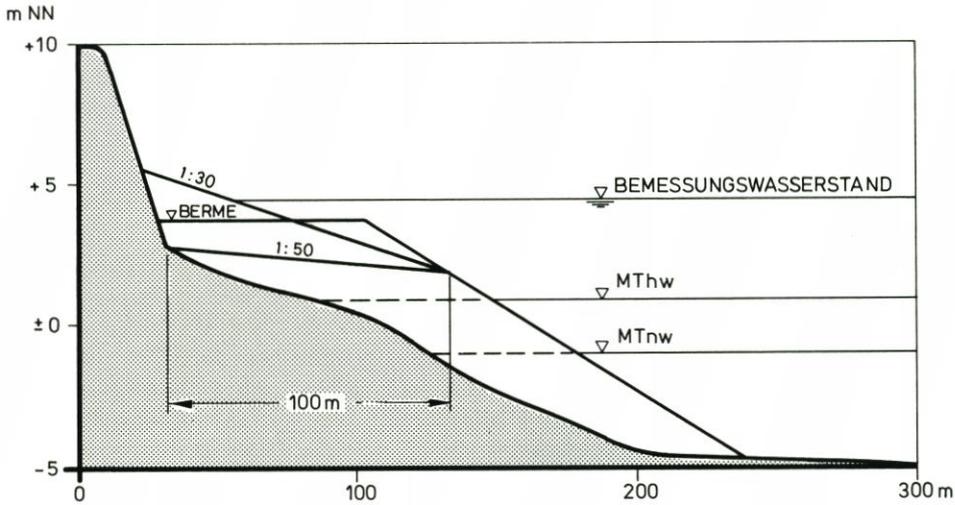


Abb. 31. Mögliche geometrische Anordnungen von Strandauffüllungen vor einer Düne im Hinblick auf Optimierungen

beitragen, die Großversuchseinrichtung Großer Wellenkanal effektiv und optimal zu nutzen.

Im Hinblick auf aktuelle Fragestellungen in der Praxis ist beabsichtigt, bei den weiteren Versuchen im Großen Wellenkanal den Schwerpunkt zunächst auf die Untersuchung der Einflüsse eines unterschiedlichen Korndurchmessers auf das zeitabhängige Abbruchgeschehen von Dünen und die damit verbundene Umformung von Stränden zu legen. Hierzu ist vorgesehen, die hier vorgestellten Versuchsserien mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0,18$ mm bis $0,20$ mm, das etwa einem Norderney-Sand gleichzusetzen ist, zu wiederholen. Danach folgen dann Versuche zur Optimierung einer Strandauffüllung vor einer Düne (Abb. 31), von der eine möglichst lange Verweilzeit des Sedimentes erwartet werden kann.

Anmerkung

Das Forschungsvorhaben „Seegangserzeugte Wechselwirkung zwischen Vorland bzw. Vorstrand und Küstenschutzbauwerk“ wird im Sonderforschungsbereich (SFB) 205 „Küsteningenieurwesen“ an der Universität Hannover als Teilprojekt des Verfassers seit 1983 von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) gefördert. Die experimentellen Untersuchungen wurden im Großen Wellenkanal in Hannover durchgeführt, der von der DFG mit etwa 20,0 Mio. DM finanziert wurde und als Gemeinsame Zentrale Einrichtung der Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig betrieben wird. Der DFG sei hiermit für die Förderung des Forschungsvorhabens gedankt. Ein weiterer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Uliczka und Dipl.-Ing. Schäfer sowie Herrn Malewski für die Durchführung und Auswertung der Versuche.

6. Schriftenverzeichnis

- ALLEN, J. R. L.: Developments in Sedimentology. Elsevier Verlag, Amsterdam, 1984.
 BATTJES, J. A. u. STIVE, M. J. F.: Calibration and verification of a dissipation model for random breaking waves. Proc. 19th Coastal Eng. Conf., Houston, 1984.

- BOSMAN, J. J.: Concentration measurements under oscillatory water motion. Delft Hydraulics Laboratory/TOW. Report on model investigation (M. 1965, part II), Delft, 1982.
- BRUUN, P.: Coast erosion and the development of beach profiles. U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Techn. Memo, No. 44, 1954.
- BRUUN, P.: Sea level rise as a cause of shore erosion. Journ. of Waterways and Harbors Division, ASCE, 88 (WW1), 1962.
- CHIU, T. Y.: Beach and dune response to Hurricane Eloise of September 1975. Proc. Coastal Sediments '77, ASCE, Charleston, 1977.
- DEAN, R. G.: Beach Erosion: Causes, Processes and Remedial Measures. CRC Reviews in Environmental Control, CPR Press, 6 (3), 1976.
- DEAN, R. G.: Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts. Ocean Eng. Rep. No. 12, Dep. Civ. Eng., Univ. Delaware, 1977.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS' Zahlen. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig. H. 41, 1974.
- EDELMAN, T.: Dune erosion during storm conditions. Proc. 11th Coastal Eng. Conf., London, 1968.
- EDELMAN, T.: Dune erosion during storm conditions. Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vancouver, 1972.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig. H. 40, 1974.
- HAYES, M. O.: Hurricanes as geological agents: case studies of hurricane Carla, 1961, and Cindy, 1963. Rep. Invest. No. 61, Bur. Econ. Geol., Univ. Texas, Austin, 1967.
- HUGHES, S. A.: Movable-bed modeling law for coastal erosion. Journ. of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, Vol 109, No. 2, 1983.
- KRIEBEL, D. L. u. DEAN, R. G.: Numerical simulation of time-dependent beach and dune erosion. Journal Coastal Eng., Vol 9, No. 3, 1985.
- SAVILLE, T.: Scale effects in two-dimensional beach studies. Transactions 7th Meeting Int. Assoc. Hydraulic Res., Lissabon, 1957.
- SPM (Shore Protection Manual) U.S. Army Coastal Eng. Res. Center, 4. Ausg., 1984.
- STIVE, M. J. F. u. BATTJES, J. A.: A model for offshore sediment transport. Proc. 19th Coastal Eng. Conf., Houston, 1984.
- SWART, D. H.: Offshore sediment transport and equilibrium beach profiles. Public. No. 131, Delft Hydraulics Lab., Delft Univ. Technology, 1974.
- VAN DE GRAAFF, J. u. ROELVINK, J. A.: Grading effects in concentration measurements. Proc. 19th Coastal Eng. Conf., Houston, 1984.
- VELLINGA, P.: Beach and dune erosion during storm surges. Journal Coastal Eng., Vol. 6, 1982.
- VELLINGA, P.: Verification of predictive computational model for beach and dune erosion during storm surges. Proc. Coastal Structures '83, Arlington, 1983.
- WANG, H.: A note on beach profile modelling. Mitt. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig. H. 88, 1986.