

Die Küste, 60 (1998), 1-277

# 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-2012-00000005

Heft 60 · Jahr 1998

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

# Die Küste

Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee

Archive for  
Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast

Heft 60 · Jahr 1998

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Druck- und Kommissionsverlag:  
Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide i. Holst.

ISSN 0452-7739  
ISBN 3-8042-1050-3

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BARTHEL, VOLKER, Dr.-Ing., Birkenweg 6A, 27607 Langen; FERK, ULRICH, Dipl.-Geogr., Satoriusstr. 11, 20257 Hamburg; LEHFELDT, RAINER, Dr., Im Busch 2, 23866 Nahe; VON LIEBERMANN, NICOLE, Dr., Nienburger Str. 4, 30167 Hannover; MATHEJA, ANDREAS, Dr.-Ing., Nienburger Str. 4, 30167 Hannover; RICKLEFS, KLAUS, Dr., Hafentörn, 25761 Büsum; ROSS, JAN, Dr., Gerichtstr. 28, 22765 Hamburg; SCHWARZE, HORST, Dr., Nienburger Str. 4, 30167 Hannover; SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing., Haydnstr. 25, 27474 Cuxhaven; ZIMMERMANN, CLAUS, Dr., Nienburger Str. 4, 30167 Hannover

---

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, Geschäftsstelle, Hindenburgufer 247, 24106 Kiel.

Vorsitzender des Kuratoriums: Dr. ZARNCKE, Schloßstr. 6-8, 19053 Schwerin

Geschäftsführer: Dr.-Ing. V. BARTHEL, Hindenburgufer 247, 24106 Kiel

Schriftleitung „Die Küste“: Dr.-Ing. V. BARTHEL, Hindenburgufer 247, 24106 Kiel

mit: Dr. TH. BORCHARDT, Landesamt für den Nationalpark Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer,  
Tönning

Dr. K. FIGGE, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg

Prof. Dr.-Ing. W. SIEFERT, Amt für Strom- und Hafenaufbau, Hamburg

## Inhaltsverzeichnis

WINFRIED SIEFERT	
Tiden und Sturmfluten in der Elbe und ihren Nebenflüssen .....	1
JAN ROSS	
Die Strömungsverhältnisse zwischen Sylt und Amrum .....	117
KLAUS RICKLEFS	
Die Verteilung von Schwebstoffen im Hörnum-Tief .....	141
ANDREAS MATHEJA, HORST SCHWARZE u. CLAUS ZIMMERMANN	
Simulation von Sedimentation und Erosion in Lahnungsfeldern .....	162
NICOLE VON LIEBERMANN, HORST SCHWARZE u. CLAUS ZIMMERMANN	
Ausführung und Wirkungsweise von Lahnungen .....	191
WINFRIED SIEFERT	
Bemessungswasserstände 2085 A entlang der Elbe Ergebnisse einer Überprüfung durch die Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96) .....	227
RAINER LEHFELDT u. VOLKER BARTHEL	
Numerische Simulation der Morphogenese von Windwatten .....	257
ULRICH FERK	
Buchrezension .....	277

# Tiden und Sturmfluten in der Elbe und ihren Nebenflüssen

## Die Entwicklung von 1950 bis 1997 und ihre Ursachen

Von WINFRIED SIEFERT

### Zusammenfassung

Gegenstand der Betrachtungen ist der Tidebereich der Elbe von Geesthacht bis See einschl. ihrer Nebenflüsse (Kap. 2), wobei das Schwergewicht auf den Jahresmittelwerten der Wasserstände liegt. Die Arbeit ist in drei Hauptteile gegliedert:

- Die Schilderung der Entwicklung von Wasserständen, Windstau und Strömungen von 1950 bis 1997 liegt in zahlreichen Tabellen und Graphiken vor (Kap. 3 sowie Abb. 8 bis 42). Dabei sind Informationen über Strömungen deutlich spärlicher als über Wasserstände.
- Wie die Entwicklung in diesen Jahren mit den starken Veränderungen (Zunahme des Tidehubes, Erhöhung der Sturmfluten, Beschleunigung des Einlaufes usw.) zu beurteilen ist, wird in Kap. 4 und Abb. 43 bis 58 dargelegt. Dabei werden die Einflüsse aus den verschiedenen Maßnahmen belegt und zugleich überschlägige Berechnungsmethoden vorgestellt (und in Kap. 4.8 und 4.9 erläutert), die es erlauben, ohne großen Aufwand auch die Wirkung künftiger Eingriffe abzuschätzen.
- Die heutigen Verhältnisse (1991/97) werden in Tabelle und Graphiken skizziert (Kap. 5 und Abb. 59 bis 62). Dabei ist der Text bewußt sehr knapp gehalten, um Bildbeschreibungen zu vermeiden.

Als generelle Aussagen von besonderer Bedeutung wurden herausgearbeitet:

- Menschliche Eingriffe vornehmlich zwischen Stadersand und Brunsbüttel haben sich stark auf das Tideregime ausgewirkt, weniger dagegen diejenigen oberhalb von Stadersand.
- Künstliche und natürliche Veränderungen im Eldebereich bis Cuxhaven wirken ebenfalls, aber schwächer.
- Topographische Variationen unterhalb Cuxhavens sind für die Tide in der Elbe unbedeutend.
- Auf alle Veränderungen hat die Tide auf dem Weg von Glückstadt bis Blankenese am stärksten reagiert.
- Die größten Wasserstandsänderungen finden sich im Raum Hamburg.

### Summary

The development of the tidal estuary of the Elbe in Germany with its tributaries is presented. The investigation concentrates on the annual average of tidal high water (MThw) and low water (MTnw) at various gauges. There are three main chapters:

- The variations of water levels, current velocities and storm surges from 1950 to 1997 are presented in several tables and graphs (No. 8 to 42 in chapter 3). Information about currents is distinctly more sparse than about other data.
- The remarkable variations within these 5 decades (i.e. increase of tidal range, higher storm tides, acceleration of the incoming tides etc.) are discussed and explained in chapter 4. The influences of various man-made and natural changes in topography can be identified and quantitatively defined (chapter 4.8 and 4.9).
- The actual conditions (1991/97) are presented in chapter 5 and fig. 59 to 62.

Some of the main results are:

- Anthropogenic changes between Stadersand and Brunsbüttel (see fig. 2) were most important for tidal regime variations.
- Artificial and natural changes downstream Brunsbüttel to Cuxhaven and upstream to Geesthacht were of minor influences.

- Topographical variations downstream Cuxhaven (the „entrance“ of the estuary) are negligible concerning tides in the Elbe.
- The strongest tidal reaction occurred between Glückstadt and Blankenese (Hamburg).
- The largest water level changes happened in the Hamburg area.

## I n h a l t

1. Veranlassung.....	3
2. Übersicht .....	3
2.1 Tidegebiet der Elbe mit Meßstationen .....	3
2.2 Untersuchungsgebiete der Nebenflüsse und bisheriger Wissensstand .....	8
2.2.1 Einzugsgebiete und Abflüsse.....	8
2.2.2 Tidegrenzen.....	9
2.3 Hydrologische Parameter .....	11
2.4 Zum Unschärfbereich von Nachweis und Erfahrung .....	16
3. Änderungen mittlerer Tidewasserstände seit 1950.....	16
3.1 Rückblick bis 1900 .....	16
3.2 Tidewasserstände Elbe .....	22
3.3 Tideströmungen Elbe .....	39
3.4 Sturmfluten, Windstau Elbe .....	42
3.5 Tidewasserstände Nebenflüsse .....	46
3.5.1 Ilmenau .....	46
3.5.2 Seeve.....	50
3.5.3 Este.....	53
3.5.4 Lühe.....	53
3.5.5 Schwinge .....	55
3.5.6 Pinnau .....	55
3.5.7 Krückau .....	59
3.5.8 Stör.....	60
3.5.9 Oste .....	64
4. Ursachen für die Veränderungen in der Elbe von 1950 bis 1997.....	68
4.1 Eingriffe in die Rinne der Elbe .....	68
4.1.1 Einflüsse aus Fahrrinnenbaggerungen und Hamburger Hafenflächen auf den Thb in Hamburg .....	70
4.1.2 Einflüsse aus Querschnittserweiterungen auf die Thw und HThw.....	71
4.1.3 Einflüsse der Fahrrinnen-Ausbauten auf die Jahres-MThw- und MTnw-Differenzen zu Cuxhaven.....	72
4.2 Randgebiete, Häfen .....	78
4.3 Hochwasserschutz .....	78
4.4 Oberwasserzufluß.....	83
4.5 Meeresspiegelvariationen .....	83
4.6 Hydrologisch-morphologischer Nachlauf.....	86
4.7 Auslösende Faktoren für die Niedrigwasserentwicklungen in der Unterelbe nach 1980.....	88
4.7.1 Veränderungen .....	88
4.7.2 Quantifizierung der MTnw-Absenkung in den Teilbereichen.....	99
4.8 Zusammenfassende Erläuterung der Veränderungen der Wasserstände in der Elbe ..	100
4.9 Wirkungen auf die Hydrologie der Nebenflüsse.....	103
5. Verhältnisse 1991/1997.....	108
6. Danksagung.....	108
7. Schriftenverzeichnis .....	114

## 1. Veranlassung

Im Rahmen der Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU) für das Projekt „*Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe*“ wurden sehr umfangreiche und aufwendige Untersuchungen durchgeführt, um die Wirkungen des geplanten Fahrrinnenausbaus auf hydromechanische Kenngrößen, wie etwa Tidewasserstände und Strömungen, für den Tidebereich der Elbe zu ermitteln. Sie wurden von der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste (BAW/AK), vorgenommen. Die Ergebnisse, die an dieser Stelle nicht diskutiert werden, liegen in Form mehrerer Gutachten vor, so auch zu den ausbaubedingten Änderungen in der Elbe und den Elbnebenflüssen (BAW/AK, 1996, 2 Berichte).

Das Prinzip einer Umweltverträglichkeitsuntersuchung besteht darin, auf Grundlage des sogenannten „Ist-Zustands“, das ist der Zustand der (belebten und unbelebten) Umwelt unmittelbar vor einer Baumaßnahme, die ausbaubedingten Veränderungen einzelner Systemparameter zu ermitteln und zu prognostizieren. So beschreiben die Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau dementsprechend den hydrologischen Zustand des Elbeästuars unmittelbar vor und unmittelbar nach dem geplanten Fahrrinnenausbau. Um prognostizierte Änderungsbeträge der Tidedynamik bewerten, interpretieren und „einordnen“ zu können, ist es von großer Wichtigkeit, vorab die hydrologische Entwicklung des Raumes über einen mehrere Jahrzehnte langen Zeitraum vor Beginn einer Maßnahme zu betrachten und aufzuzeigen. Insbesondere für die Tideelbe und ihre Nebenflüsse ist dies von großem Interesse, da vor allem nach dem zweiten Weltkrieg eine Vielzahl menschlicher Eingriffe, z. B. in Form von Fahrrinnenvertiefungen und Deichbauten, in das System „Elbe“ stattfanden, die das Bild dieses Raumes bis heute prägen.

Eine zusammenfassende Darstellung neueren Datums über diese Entwicklung steht seit längerem aus. So boten die geschilderten Notwendigkeiten die Möglichkeit, die Entwicklung in der zweiten Hälfte des auslaufenden Jahrhunderts darzustellen und Lehren (und über-schlägige Berechnungsmethoden) daraus zu ziehen. Die vorliegende Arbeit wurde nach vier im Amt Strom- und Hafengebäude Hamburg – in Absprache mit dem Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg – erstellten Studien gefertigt. Es wird ein Versuch vorgelegt, eine Grundlage für weitere Überlegungen und Erkenntnisse der nächsten Jahre zu erstellen, entwickelt nach 35 Jahren Beschäftigung mit der Elbe auf der Basis der dabei gesammelten Erfahrungen.

## 2. Übersicht

### 2.1 Tidegebiet der Elbe mit Meßstationen

Das in diesem Kapitel vorgestellte Gebiet umfaßt den Tidebereich der Elbe selbst ohne ihre Nebenflüsse. Es reicht also von der oberen Grenze am Wehr Geesthacht mit der oberen Tideelbe bis zum Stromspaltungsgebiet in Hamburg, mit der Unterelbe bis Cuxhaven und der Außenelbe bis zur Nordsee. Hier wird üblicherweise Cuxhaven als Eingangspegel in das Ästuar verwendet. Für besondere Untersuchungen wird aber auch die Außenelbe bis zum Großen Vogelsand mit eingebunden, und es ist sogar ratsam, in gewissen Fällen Helgoland einzubeziehen.

Hinsichtlich der aus der Deutschen Bucht einlaufenden Tide wird immer wieder die Frage aufgeworfen, ob Cuxhaven der den Nordseeeinfluß repräsentierende Mündungspegel für die Elbe ist oder ob seine Daten durch Veränderungen in der Elbe beeinflusst sind. Dazu werden die folgenden Betrachtungen angestellt:

Wenn Ausbauten und Eindeichungen in Cuxhaven Einflüsse gehabt hätten, dann als höhere Thw und niedrigere Tnw, letztere mit größerem Betrag und folglich sinkendem Meeresspiegel (MSL). Nun sind aber die  $MThw_{CUX}$  überproportional zum  $MTnw_{CUX}$ -Abfall angestiegen, wenn man Helgoland als elbunabhängige Referenz nimmt. Meteorologische Einflüsse müssen dafür maßgebend gewesen sein. Der MSL hat sich von 1925 bis 1990 in Cuxhaven denn auch genauso geändert wie in Helgoland, Norderney, Roter Sand/Alte Weser, List und Wilhelmshaven, aber anders als in Bremerhaven und Büsum. Das spricht gegen Elbeeinfluß in Cuxhaven.

Dies alles verlangt keinen Verzicht auf Cuxhaven als Mündungspegel. Unterstützend ist eine Arbeit von NIEMEYER (1994) im Rahmen der Beweissicherung zum 13,5-m-Ausbau der Elbe interessant: Über Doppelsummenkurven mit Ausgangspegel Helgoland scheint sich für Cuxhaven zwar eine „elbspezifische Beeinflussung“ zu ergeben. Die klingt allerdings stromauf bis Otterndorf fast ganz ab, was widersinnig wäre, wenn es sich um eine solche Beeinflussung handelte. Dazu stellten schon FÜHRBÖTER/PARTENSKY 1982 fest:

„Weiterhin bewirkt die Erhöhung des mittleren jährlichen Tidehubes von 1972 bis 1980 um 9 % am Pegel Borkum, 7 % am Pegel Bremerhaven und 9 % am Pegel Cuxhaven nach dem Gesetz von O'BRIEN Ausräumungseffekte, die zufällig sich gerade in der Zeit einstellen, als vor allem an der Weser und Elbe die großen Ausbaumaßnahmen stattfanden. Daraus geht hervor, daß die Werte zum Teil auch als mittelbare Folge dieser anomalen Vergrößerung der Tidehübe an den Mündungspegeln anzusehen sind. Wie groß dieser Anteil ist, kann quantitativ nicht angegeben werden, auch kann nicht vorausgesagt werden, welche Entwicklung die Tidehübe an der Küste in der Zukunft nehmen werden.“

Seitlich reicht das Gebiet bis an die Hochwasserschutzanlagen bzw. die Steilufer. Unterhalb von Cuxhaven kann es anhand einer Synthese aus topographischen und hydrologischen Parametern abgegrenzt werden:

Deutliche Hinweise geben zunächst die *Wattwasserscheiden* des Neuwerk/Scharhörner Wattkomplexes im Westen sowie der Marner Plate und des Hakensandes im Norden. Diese Watten werden allerdings bei höheren Tidewasserständen überströmt. Also muß auch die Kommunizierung der Elbe mit benachbarten Rinnen beachtet werden. Dies kann auf zweierlei Art erfolgen. Zum einen sind die *Linien gleicher Wasserstände* der ein- und auslaufenden Tide von Bedeutung, da solche Wattwasserscheiden dann als Systemgrenzen anzusehen sind, wenn sie etwa orthogonal zum Wasserstandsgefälle und zugleich etwa parallel zur Elberinne verlaufen. Außerdem sollte der *Reststrom* über die Wattwasserscheide möglichst gering sein. (Daß die Triftstromverhältnisse bei Sturmfluten grundsätzlich anders sind, ist bei dieser Betrachtung unerheblich.) Auf der Basis der Reststromuntersuchungen von GÖHREN (1969) und der Tidedarstellungen bei LASSEN und SIEFERT (1991) sind folgende seitliche Begrenzungen der Außenelbe auszumachen:

Nach Westen ist es die *Wattwasserscheide des Neuwerk-Scharhörner Wattes* zwischen Außenelbe und Till; damit liegt der Pegel Neuwerk am Rand des Untersuchungsgebietes und liefert zugleich ein Maß für die Tideverhältnisse im Watt. Außenelbe und Außenweser trennen also die Till, der Knechtsand (Abb. 1), die Robinsbalje und der Eversand voneinander.

Nach Norden hin ist die Begrenzung weniger deutlich auszumachen. Wenn – wie allgemein üblich – das nördliche Elbufer bis zur Friedrichskoog-Spitze verstanden wird, ist die *Wattwasserscheide der Marner Plate* von dort bis zur Insel Trischen die Grenze. Dazu paßt, daß das südlich davon gelegene Neu-Fahrwasser mit der Norderelbe kommuniziert und daß die südlich anschließenden Wattwasserscheiden von Hakensand und



Abb. 1: Außenelbe mit skizzierten seitlichen Begrenzungen zur Tüll (SW) und zum Flackstrom (N)

Nordergründe etwa normal zum Hauptstrom der Elbe liegen. Der einzige in dieser Region betriebene Dauerpegel (Friedrichskoog) liegt so ungünstig, daß seine Daten nicht als repräsentativ für den nördlichen Außenelbebereich anzusehen sind.

Damit wird nach diesen Überlegungen das Außenelbegebiet von den beiden Inseln Neuwerk und Trischen und ihren zugehörigen Wattrücken begrenzt.

In dem so umrissenen Untersuchungsgebiet werden folgende Meßstationen bevorzugt herangezogen (Abb. 2):

Tab. 1: Pegel im Bereich der Tideelbe

Meßort	Elbe-km (bisher gültig)	in Betrieb seit
Geesthacht UW	585,9	1965
Drennhaus	591,4	1976
Zollenspieker	598,3	1875
Over	605,2	1872
Bunthaus	609,8	1880
Harburg	615,0 (S)	1872
Schöpfstelle	615,4 (N)	1910
St. Pauli	623,1	1784
Seemannshöft	628,9	1936
Blankenese	634,3	1959
Schulau	641,0	1898
Lühort	645,5	1865
Stadersand	654,8	1865
Grauerort	660,6	1929
Kollmar	666,8	1929
Glückstadt	674,3	1869
Brokdorf	684,2	1931
Brunsbüttel	695,7	1930
Osteriff	704,1	1952
Otterndorf	713,6	1936
Cuxhaven	724,0	1786
Neuwerk		1967
Großer Vogelsand	745,0	1966

Strömungen wurden bisher nur an wenigen festen Positionen längerfristig gemessen. Die Meßorte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Tab. 2: Strömungsmeßorte in der Tideelbe

Meßort	Elbe-km (alt)	betrieben
Bunthaus	610 (S und N)	seit 1966
Nienstedten	631	seit 1968
Einzelmessungen	605 bis 640	seit 1966
Einzelmessungen	640 bis 700	1958 bis 1982
Dauermessungen an folgenden Positionen:	690 bis See	seit 1978
LZ 1	Krummendeich	
LZ 2	Neufeldreede West	
LZ 3	Kratzsand	
LZ 4	Spitzsand West	
LZ 4a	Steinriff 2	
LZ 5	Scharhörn	

Pegel im Bereich der Tideelbe

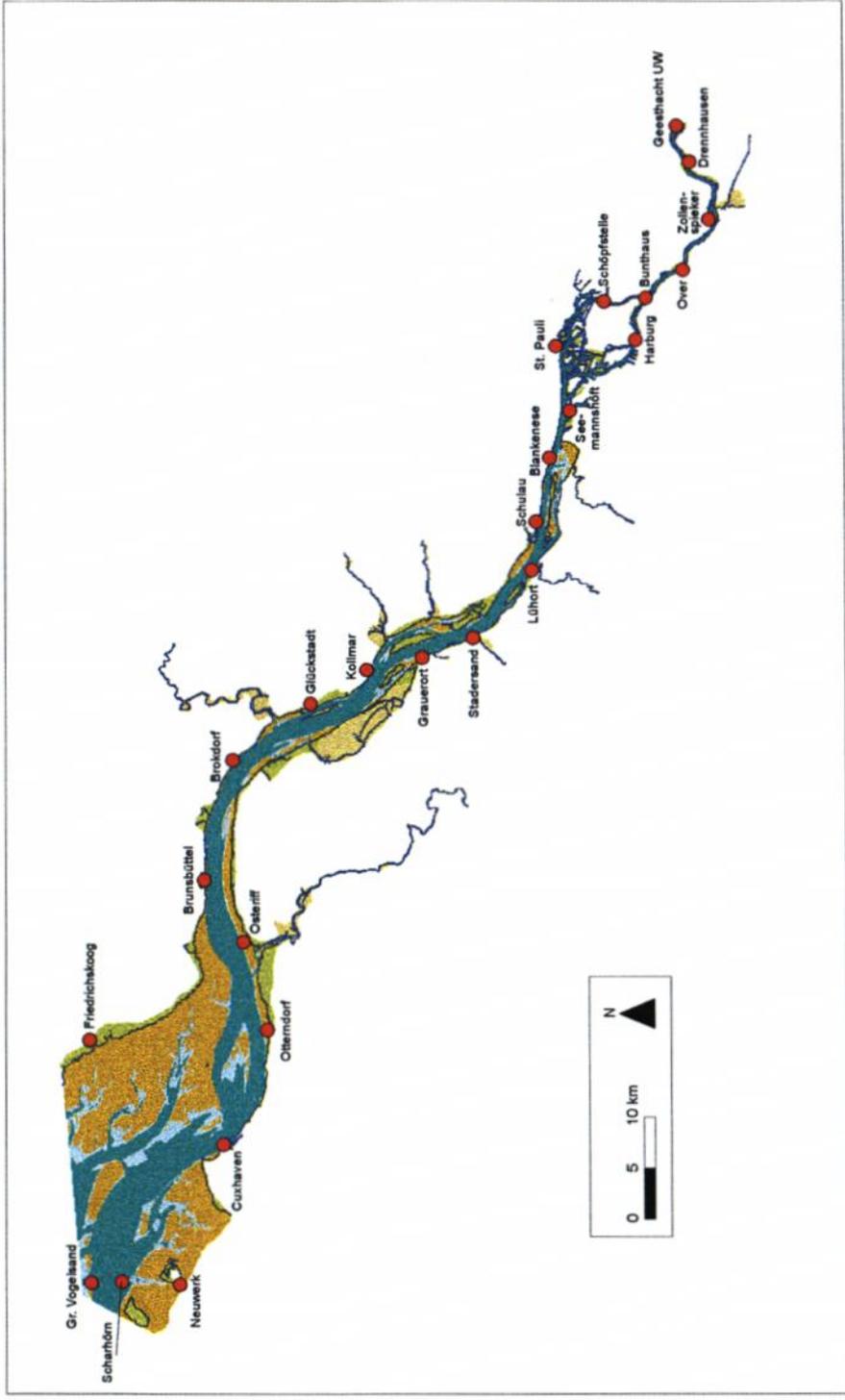


Abb. 2

Soweit von Interesse, kann für verschiedene Orte, Zeiten und Themen auf veröffentlichte Arbeiten zurückgegriffen werden, ergänzt durch unveröffentlichte Berichte und Studien sowie Unterlagen der beteiligten Dienststellen. Diese sind im wesentlichen die WSÄ Lauenburg, Hamburg und Cuxhaven sowie Strom- und Hafengebäude Hamburg. Siehe dazu das Schriftenverzeichnis.

Es ist nicht beabsichtigt, im Rahmen dieser Arbeit all die in den gen. Schriften hervorgebrachten Erkenntnisse darzustellen, abzuwägen oder nur zu kommentieren. Aktuell geht es um

- Darstellungen der Veränderungen (also Präsentation von Daten),
- Analyse der Entwicklung seit 1950 sowie
- Beschreibung des „Ist-Zustandes“ in der ersten Hälfte der 1990er Jahre.

## 2.2 Untersuchungsgebiete der Nebenflüsse und bisheriger Wissensstand

Die Arbeit berücksichtigt alle Nebenflüsse der Elbe unterhalb des Wehres Geesthacht, soweit sie durch Tide beeinflusst werden oder nach 1950 wurden, bis zur jeweiligen Tidegrenze (Abb. 2). Sofern diese nicht durch ein Bauwerk festgelegt ist, ist sie durch Messungen bisher allerdings nicht in allen Fällen exakt belegbar. Es handelt sich um die folgenden Flüsse:

Oberhalb des Hamburger Stromspaltungsgebietes:

– Ilmenau, Seeve

Unterhalb des Hamburger Stromspaltungsgebietes:

– Este, Wedeler Au/Hetlinger Binnenelbe, Lühe, Schwinge, Pinnau, Krückau, Stör, Oste

Ruthenstrom, Wischhafener Süderelbe, Bützflether Süderelbe, Freiburger Hafentriel und andere Nebengewässer werden hier nicht weiter behandelt.

Über die Tideverhältnisse in den Nebenflüssen gibt es zwar zahlreiche Messungen seitens der zuständigen Verwaltungen, aber kaum zusammenfassende Darstellungen oder Untersuchungen. Hydrologische Daten zu den Nebenflüssen wurden zuletzt von SIEFERT (1976) veröffentlicht. Dabei konzentrierte sich das Interesse auf die Mittelwerte 1961/70 sowie die HHTw und NNTnw bis 1976, nicht aber auf langzeitige Änderungen oder die Ermittlung von Wechselwirkungen mit topographischen oder hydrologischen Änderungen in der Elbe. Zusammenhänge zwischen ihrer hydrologischen Entwicklung und Veränderungen in der Elbe sind im Detail bisher nicht aufgezeigt worden. Einige allgemeine Aussagen zur Beeinflussung der Tideniedrigwasserstände in Nebenflüssen durch Änderungen in der Elbe finden sich allenfalls bei SIEFERT und JENSEN (1993).

### 2.2.1 Einzugsgebiete und Abflüsse

Größter Nebenfluß der Tideelbe ist die Ilmenau mit einem Einzugsgebiet von 2885 km<sup>2</sup> bei 107 km Länge. Die Oste weist zwar eine Länge von 145 km auf, hat allerdings nur ein 1825 km<sup>2</sup> großes Einzugsgebiet, während die Stör mit 1820 km<sup>2</sup> Einzugsgebietsgröße und 85 km Länge als drittgrößter Nebenfluß anzusprechen ist. Weitere, auch im folgenden kommentierte Informationen finden sich in Tab. 3 bis 5.

Informationen über flächendeckende Abflußspenden liegen nicht vor. Zudem gibt es nur aus Ilmenau, Luhe, Seeve, Bille, Alster, Este, Stör und Oste Abflußmessungen im tide-

freien Oberlauf, die allerdings wenig hilfreich bei der Feststellung des Gesamtabflusses sind. Daher mußte für diese Studie auf langjährige Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, die auch schon für die bei SIEFERT (1976) veröffentlichten Berechnungen herangezogen wurden. Demnach erfolgt die Bestimmung der  $Q_o$  der Nebenflüsse nur näherungsweise über die Einzugsgebiete (FN) und die vorliegenden Abflußspenden (q) mit

$$Q_o = FN \cdot q$$

Die Größen FN sind dabei erheblich leichter zu bestimmen als q. Sofern aus einem Flußgebiet überhaupt Abflußspendenmessungen bekannt sind, ist nicht erkennbar, wie weit die an einer Stelle gemessenen Werte für das gesamte Niederschlagsgebiet repräsentativ sind. Um zu einem verwendbaren Anhaltswert zu gelangen, wurde bei SIEFERT (1976) folgendermaßen verfahren: Von jedem Nebenfluß wird der Mittelwert der Abflußspenden der elbnächsten Station berücksichtigt. Das Mittel dieser Mittelwerte wird für alle Nebenflüsse (auch diejenigen ohne Abflußmeßstellen) zur Berechnung des  $Q_o$  verwendet. Die so bestimmten Abflußspenden sind:

Sommer:	8,8 l/s · km <sup>2</sup>
Winter:	14,2 l/s · km <sup>2</sup>
Jahr:	11,5 l/s · km <sup>2</sup>

Da sich in den letzten 20 Jahren an den Randbedingungen nichts Grundlegendes verändert hat, werden die damaligen Daten in Tab. 3 übernommen. Diese Notwendigkeit der Verwendung von langjährigen Mittelwerten hat natürlich zur unvermeidlichen Folge, daß Jahreswerte des Oberwassers nicht berechnet werden können. Bei Vergleichen zwischen Elbe und Nebenfluß können daher durch  $Q_o$ -Schwankungen in letzterem verursachte Streuungen nicht oder – worauf dann hingewiesen wird – nur indirekt identifiziert werden.

Tab. 3: Einzugsgebiete und Oberwassermengen im Elbegebiet nach SIEFERT (1976)

Nebenfluß	Meßstelle für $Q_o$	$MQ_o$ an der Mündung			
		$F_N$ km <sup>2</sup>	$W_i$ m <sup>3</sup> /s	$S_o$ m <sup>3</sup> /s	$J$ m <sup>3</sup> /s
Ilmenau	Bienenbüttel	2885	41,0	25,4	33,2
Seeve	Jehrden	475	6,7	4,2	5,5
Este	Emmen	361	5,1	3,2	4,2
Lühe		260	3,7	2,3	3,0
Schwinge		199	2,8	1,8	2,3
Pinnau		352	5,0	3,1	4,0
Krückau		245	3,5	2,2	2,8
Stör	Willenscharen	1820	25,8	16,0	20,9
Oste	Rockstedt	1825	25,9	16,1	21,0

### 2.2.2 Tidegrenzen

Analog zu den Daten der Elbe werden auch für ihre Nebenflüsse Jahresmittel der  $T_{nw}$  und  $T_{thw}$  betrachtet. Die Analyse umfaßt dann jeweils den Vergleich der Wasserstandsdaten in der Elbe am mündungsnächsten Pegel mit den Daten im Nebenfluß. Dazu sind in Tab. 4 die entsprechenden Pegel aufgelistet.

Tab. 4: Pegelstandorte zur Ermittlung der Tideverhältnisse im Mündungsbereich der Nebenflüsse

Nebenfluß	Mündungspegel	
	(km ober- (+) bzw. unterhalb (-) der Nebenfluß-Mündung im Nebenfluß)	in der Elbe
Ilmenau	Ilmenau-Sperrwerk (+ 0,5)	Zollenspieker (+ 0,5)
Seeve	Siel (0,0)	Over (- 0,5)
Este	Cranz (0,0)	Cranz (0,0)/ Blankenese (0,0)
Lühe	Lühort (0,0)	Lühort (0,0)
Schwinge	Schwinge-Sperrwerk (+ 1,0)	Stadersand (0,0)
Pinnau	Pinnau-Sperrwerk (+ 1,0)	Grauerort (querab - 0,5)
Krückkau	Krückkau-Sperrwerk (+ 1,0)	Kollmar (- 4,0)
Stör	Stör-Sperrwerk (+ 1,0)	Brokdorf (- 6,5)
Oste	Belum (+ 3,5)	Osteriff (+ 2,5)

Die Lage der oberen Tidegrenze ist entweder durch Bauwerke fixiert oder aber fließend entsprechend den jeweiligen Oberwasser- und Tideverhältnissen. So unterscheidet sich auch die Länge der tidebeeinflussten Abschnitte der einzelnen Nebenflüsse ganz erheblich: Während z. B. die Ilmenau, Schwinge oder Este nur einen wenige Kilometer langen tidebeeinflussten Abschnitt aufweisen, reicht der Tideeinfluß in der Stör über 50 km stromauf. Der tidebeeinflusste Bereich der Oste ist sogar über 70 km lang, und er wäre noch weitaus größer, wenn nicht in Bremervörde das Stauwehr vorhanden wäre (Tab. 5):

Tab. 5: Lage der oberen Tidegrenze in den Elbenebenflüssen (*jeweiliger Fluß-km in Klammern*)

Nebenfluß	Max. Länge des derzeit tidebeeinflussten Flußabschnitts	Feste Tidegrenze (Bauwerk)	Oberster Tidepegel
Ilmenau/Luhe	11 km	Schleuse Fahrenholz (17,7)	Fahrenholz (17,7)
Seeve	(siehe Kap. 3.5.2)	(siehe Kap. 3.5.2)	(siehe Kap. 3.5.2)
Este	13 km	Stauwerke Buxtehude (0,0)	Buxtehude (0,7)
Lühe	16 km	Keine	Horneburg (0,2)
Schwinge	4,7 km	Salztorschleuse Stade (0,0)	Stade (0,2)
Pinnau	24 km	Keine	Pinneberg (0,0)
Krückkau	16 km	Keine	Elmshorn (0,0)
Stör	54 km	Keine	Rensing (0,0)
Oste	72 km	Stauwehr Bremervörde (0,0)	Bremervörde (0,0)

Alle Tidenebenflüsse der Elbe sind heute vor Sturmfluten durch Sperrwerke geschützt, während die übrigen Tiden praktisch ungehindert einlaufen können. Eine Übersicht gibt Tab. 6:

Tab. 6: Absperrungen der Tidenebenflüsse der Elbe

Nebenfluß	Bauwerk	Schließhöhe (m NN)	Baujahr
Ilmenau	Sperrwerk	3,3	1973
Seeve	Siel	–	1966
Dove Elbe	Schleuse	–	1951
Bille	Sperrwerk		1966
Este	Sperrwerk	2,8	1967
Wedeler Au	Sperrwerk	–	1978
Lühe	Sperrwerk	2,0 bis 2,2	1967
Schwinge	Sperrwerk	2,2	1971
Pinnau	Sperrwerk	2,5	1969
Krückau	Sperrwerk	2,5	1969
Stör	Sperrwerk	2,5	1975
Oste	Sperrwerk	2,0	1968

Während es eine Reihe von Untersuchungen über die Wirkung der Absperrungen auf den Sturmflutablauf in der Elbe gibt (z. B. SIEFERT u. HAVNØ 1989), existieren keine detaillierten Kenntnisse über die Beeinflussung der allgemeinen Tideentwicklung in den Nebenflüssen durch die Absperrungen bei hohen Sturmfluten. Allgemein gilt, daß durch die Errichtung von Sperrwerken die mittleren Hochwasserhöhen an den stromauf gelegenen Pegeln im Nebenfluß gesenkt werden, da sich hohe Wasserstände bei Sturmfluten nicht mehr in den Daten niederschlagen. Das Ausmaß dieser Absenkung ist von einer Vielzahl von Einflußgrößen, insbesondere von der Schließhöhe und dem Schließmodus des Sperrwerks, abhängig und kann an dieser Stelle nicht für jeden einzelnen Nebenfluß bestimmt werden. Ein Beispiel für die Wirkungsweise eines Sperrwerks wird im Kapitel 4.9 anhand der Oste diskutiert. Die dort aufgetretene Entwicklung des Tidehochwassers ist aufgrund der baulichen Gestaltung des Ostesperrwerks und seiner exponierten Lage im Elbmündungstrichter als recht gut nachweisbar einzuschätzen; die Auswirkungen sollten in den anderen Elbenebenflüssen deutlich geringer sein.

### 2.3 Hydrologische Parameter

Die mittleren Tideverhältnisse werden präsentiert über die Parameter

MThw, MTnw, MThb als Jahresmittel der Wasserstände

$T_F$ ,  $T_E$  als Mittelwerte von Flut- und Ebbedauer übers Jahr

$V_F$ ,  $V_c$  als Mittelwerte der Strömungsgeschwindigkeiten über den Meßzeitraum

mittlere Eintrittszeitdifferenzen der Scheitelwasserstände („Laufzeiten“)

übers Jahr

MSL als Meeresspiegel

„Wirkungswechsellpunkt“ als Grenze der dominanten Elbewirkung in einem Nebenfluß (siehe Näheres in Kap. 3.5.1)

sowie spezielle Extremwerte. Die Sturmflutverhältnisse werden über

HThw, HHThw als Scheitelwerte über definierte Zeiträume

Eintrittszeitdifferenzen von Einzelereignissen sowie

„HThw“ als Synonym für „Sturmflut“

charakterisiert.

Für viele Betrachtungen ist nicht oder nicht allein die absolute Höhe eines Scheitelwasserstandes wichtig, sondern deren Häufigkeit. Auf Abb. 3 ist zur Erläuterung die Häufigkeit der Thw am Beispiel Stadersand dargestellt, und zwar nach den Originaldaten des Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuches in 20-cm-Säulen. Das Maximum liegt um den langjährigen Mittelwert (MThw), die gesamte Spanne der aufgetretenen Thw reicht aber von rd. 2 m unter bis gut 2 m über MThw. Die Abszisse zeigt die Anzahl an Tiden je Jahr, deren Thw jeweils in diesen Höhenstufen auftraten.

Man kann die Säulen in eine Kurve auflösen, die dann quasi stufenlos (oder, wie hier, als cm-Stufen betrachtet) die Verteilung ergeben. Dann gilt allerdings eine neue Skala auf der Abszisse.

Damit besteht die Möglichkeit, die Änderung von Häufigkeiten bestimmter Thw-Höhen durch bauliche oder natürliche Beeinflussung festzustellen. So sind z. B. für die Thw-Höhe 770 cm NN – 5 m oder 1,0 m über MThw folgende Aussagen möglich: Tritt das Thw statt auf 770 cm NN – 5 m in Zukunft 3 cm höher auf, so wird die Höhe MThw + 1,0 m dann nicht von 0,5 Tiden im Jahr, sondern von 0,56 Tiden im Jahr erreicht werden. (Bisher hat sich noch niemand versucht, aus einer solchen Erkenntnis Schlüsse zur Hydrologie zu ziehen!)

Nun kann man aus solchen Häufigkeiten Summen bilden, z. B. wieder in 20-cm-Stufen. Je nachdem, ob man die Summen an den unteren oder oberen Höhen der Säulen festmacht, ergeben sich Über- oder Unterschreitungshäufigkeiten. Als Beispiel zeigt Abb. 4 die Unterschreitungshäufigkeit der Tnw in Hamburg, noch verdeutlicht durch zwei vergrößerte Details (oben und unten). So sind zur Entscheidungsfindung über erwartete Auswirkungen irgendeiner Entwicklung neben einer Änderung der Tnw-Höhen auch deren Unterschreitungshäufigkeits-Änderungen geeignet. Damit lassen sich z. B. Änderungen der Wattgrenzen bestimmen („Watt“ ist alles über NNTnw).

Neben den Häufigkeiten verschieden hoher Scheitel können auch die Verweildauern bestimmter Wasserstandshöhen bei der Beurteilung von Wertänderungen eine Rolle spielen. Dazu müssen zunächst die Verweildauern ermittelt und deren Veränderungen bestimmt werden. Dies ist für ein Beispiel auf Abb. 5 und 6 geschehen. Abb. 5 zeigt den oberen Teil der Tidekurve mit einer Erhöhung, die sich etwa auf den oberen halben Meter beschränkt und nicht den gesamten Tideverlauf verändert, da die gesamte Tidedauer natürlich mit 12:25 h konstant bleibt. Links sind die Verweildauern des Wasserstandes in einzelnen dm-Höhenstufen angegeben, rechts die Summe dieser Verweildauern, die identisch mit der Überschreitungsdauer dieser Tide für diese Höhenstufen ist. Die Änderungen sind rot markiert. Daraus sind folgende Aussagen möglich:

- Heute hält der Wasserstand 1 dm unter Thw bis Thw, also im obersten dm der Tidekurve, gut 60' an. Nach einer Thw-Erhöhung um 4 cm verringert sich die Verweildauer auf dieser Höhenstufe auf knapp 40', hinzu kommt aber eine Dauer von gut 30' oberhalb des jetzigen Thw, so daß zusammenfassend

aus heute	gut 60' für 1,0 dm
dann	gut 70' für 1,4 dm

im Scheitelbereich werden.

- Die Verweildauern unterhalb des jetzigen Scheitels vermindern sich geringfügig.
- Die Summenkurve der Verweildauern im Scheitelbereich beginnt logischerweise 4 cm höher als heute. Die größten Veränderungen liegen nach der Skizze rechts auf Abb. 5 in Höhe des heutigen Thw. Die astronomisch bedingte Gesamtverweildauer über die Tide muß natürlich gleich bleiben.

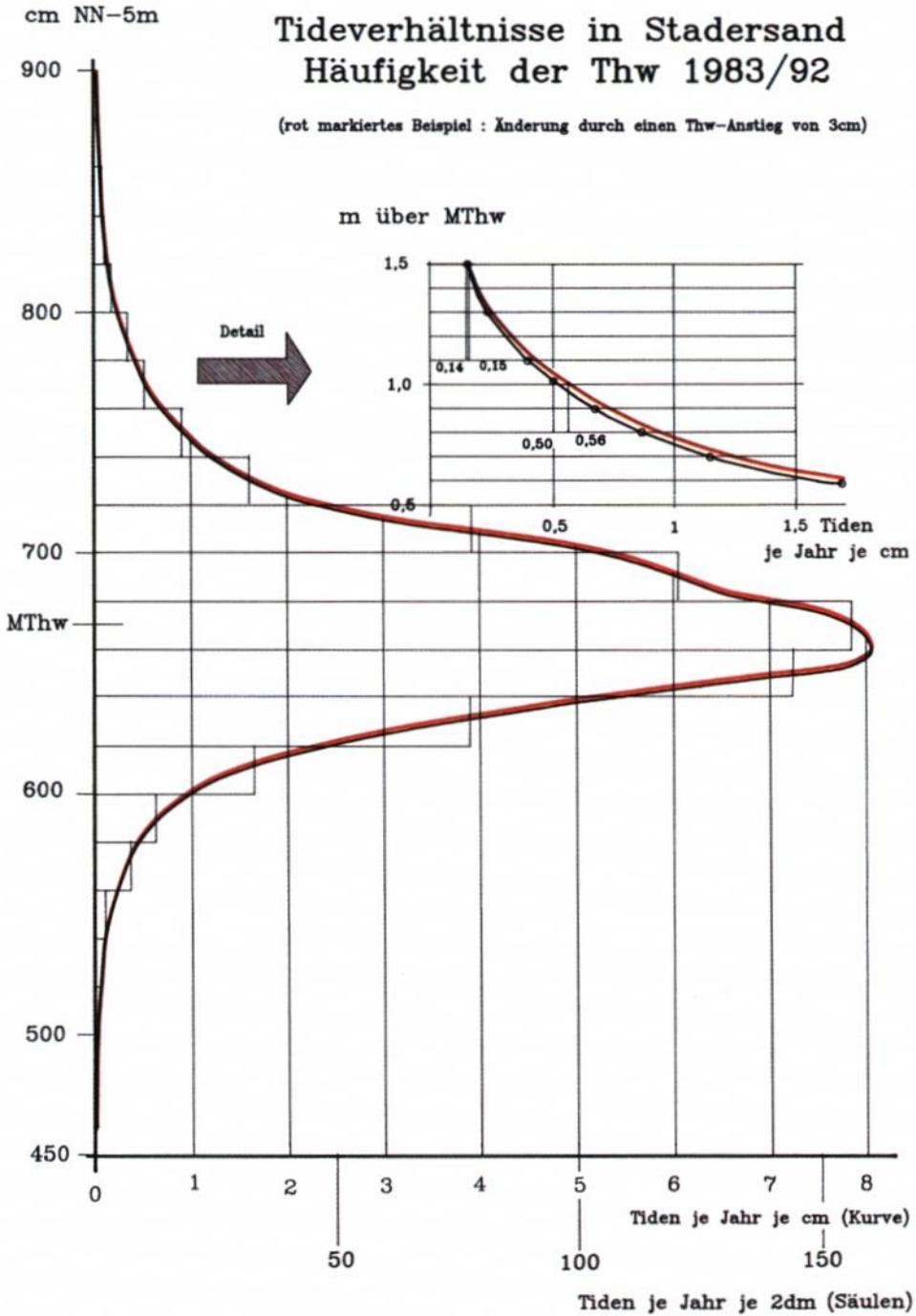


Abb. 3

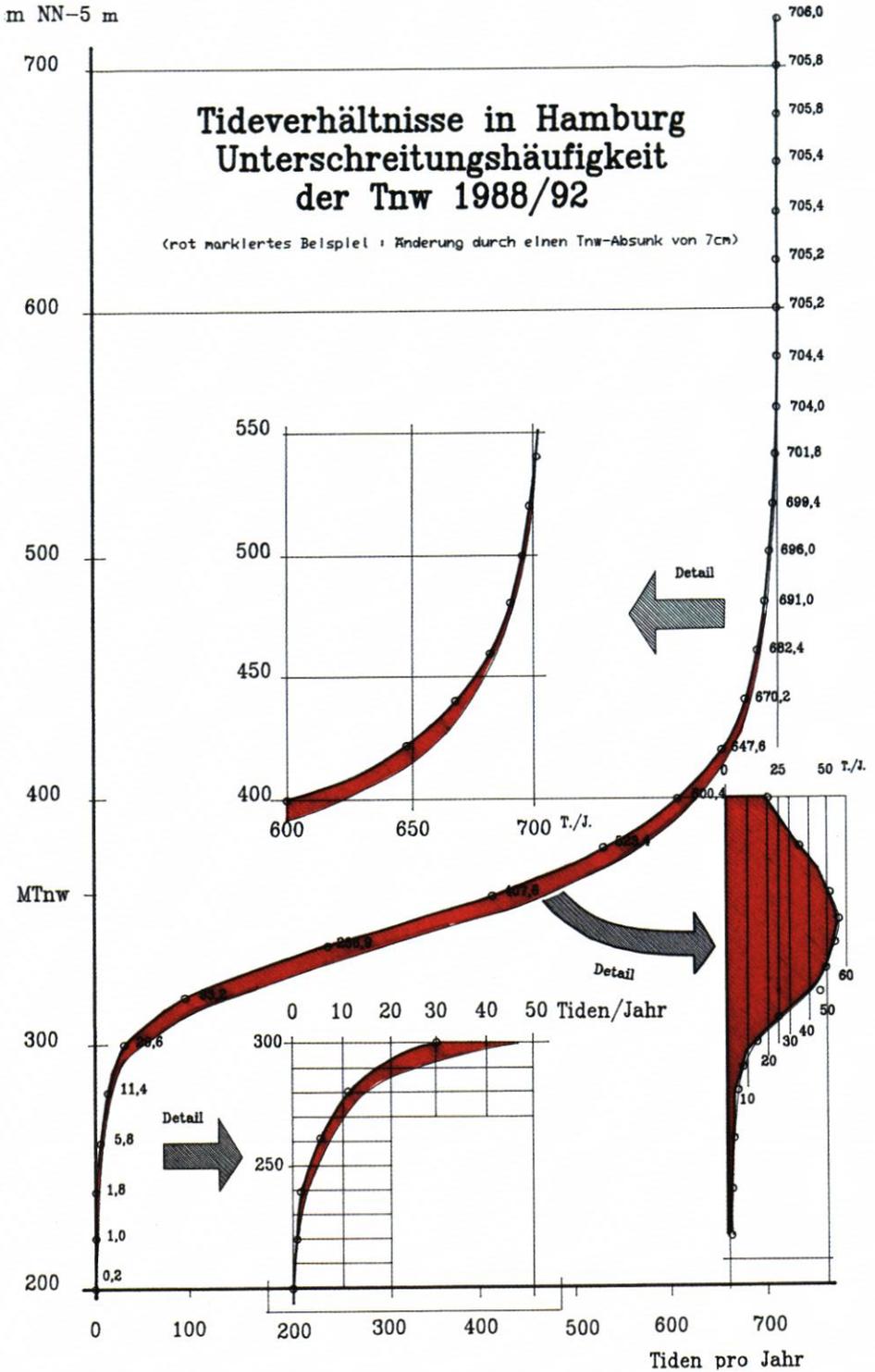
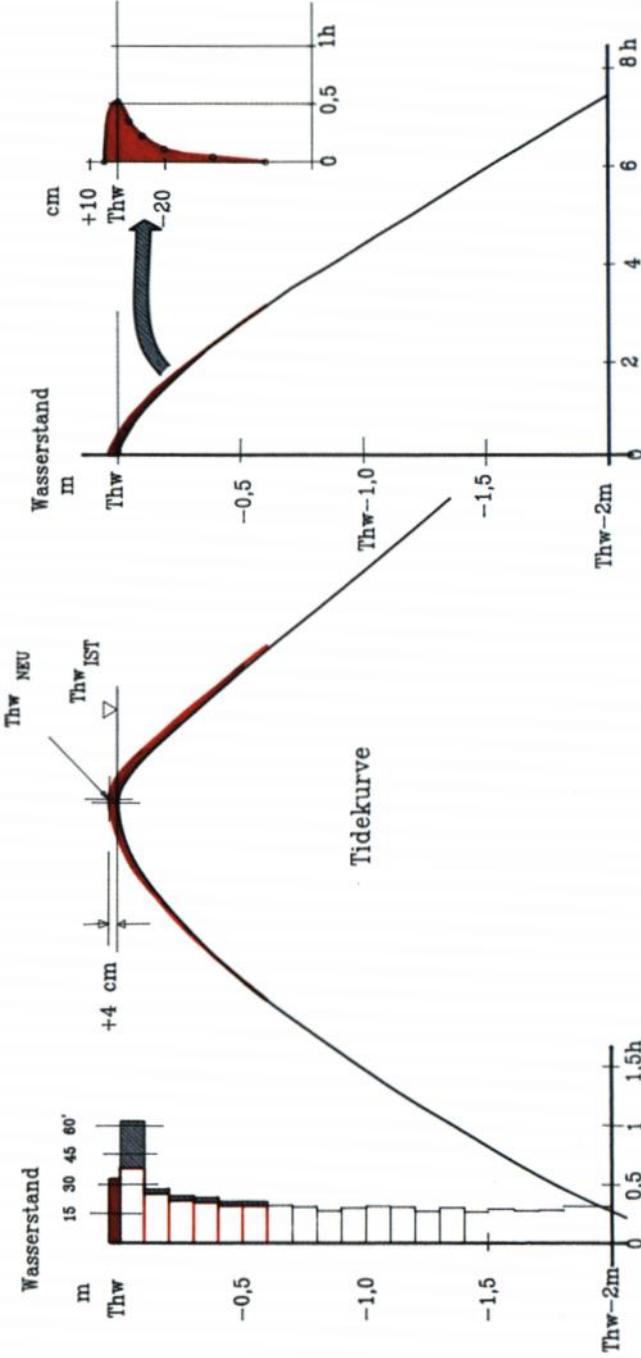


Abb. 4

# Tidekurve, Verweil- und Überschreitungsdauern

(rot markiertes Beispiel : Änderung durch einen Thw-Anstieg)



Überschreitungsdauer in Stunden

Verweildauer in Stunden  
( dm-Abschnitte )

Abb. 5

Abb. 6 für den unteren Tidebereich ist entsprechend aufgebaut und liefert als Veränderungen fast gleiche Werte wie Abb. 5.

Die Verweildauern, die auf Abb. 5 und 6 rechts für eine Tide als Beispiel aufsummiert sind, können etwa auch für alle Tiden eines Jahres addiert werden. Damit lassen sich wiederum Über- und Unterschreitungssummen bilden. Abb. 7 zeigt als weiteres Beispiel die so ermittelten Überschreitungssummen der Verweildauern für Hamburg. Es bleibt zukünftigen Untersuchungen vorbehalten, die Auswirkungen zu ermitteln, wenn – wodurch auch immer – ein Streifen Ästuarboden während einer niedrigen Tide zukünftig 5 oder 10 min länger als heute trockenfällt.

## 2.4 Zum Unschärfbereich von Nachweis und Erfahrung

Wenn über Veränderungen diskutiert wird, sind logischerweise auch Grenzbetrachtungen nötig. Dabei ist zu bedenken, daß Änderungen hydrologischer Parameter an sich keine Wertänderungen sind, aber zu solchen bei Flora und Fauna u. a. führen können. Dazu gibt es zum einen theoretische Überlegungen, zum anderen Messungen bzw. Erfahrungen. Die Richtigkeit theoretischer Ansätze steht nicht aus sich selbst heraus fest, sondern muß selbstverständlich durch Belege aus der Natur bestätigt werden. Dies ist jedoch nur in der Schärfe möglich, die diese Daten (und die Grundlagen der „Erfahrungen“) zulassen:

- Terrestrische Feldaufnahmen können auf 1 bis 5 m genau kartiert werden;
- nivellitische Aufnahmen (einschl. Watt) erreichen je nach Fläche bis zu 2 cm Genauigkeit;
- aquatische Feldaufnahmen erreichen unter günstigen Umständen bis 10 m Lagegenauigkeit, bis 0,2 m Höhengenaugkeit und sind – wegen ständiger Veränderungen der Sohle – mit einer Unsicherheit des Zufalls versehen;
- Tiefenpeilungen im Küstenvorfeld erreichen Genauigkeiten zwischen 0,1 und 0,5 m, in der Elbe um 0,3 m;
- Wasserstände werden mit einer Genauigkeit von  $\pm 2$  cm und  $\pm 2$  min erfaßt;
- Strömungen werden  $\pm 5$  cm/s genau gemessen;

Damit kann der Unschärfbereich für Nachweise und Erfahrungen wie folgt eingegrenzt werden:

Lagegenauigkeit höchstens	$\pm 2,5$ m
Höhengenaugkeit (Vorland Watt)	
höchstens	$\pm 2$ cm
Tiefengenaugkeit (Elbe und Rinnen)	
höchstens	$\pm 2$ dm
Wasserstände nach Höhe	$\pm 2$ cm
Zeit	$\pm 2$ min
Strömungsgeschwindigkeiten höchstens	$\pm 5$ cm/s

## 3. Änderungen mittlerer Tidewasserstände seit 1950

### 3.1 Rückblick bis 1900

Die Wasserstandsverhältnisse in Tideflüssen wie der Unterelbe sind vielfältigen, sowohl natürlichen als auch durch den Menschen hervorgerufenen Einflüssen unterworfen. Zu den natürlichen Einflußgrößen sind vor allem astronomische Variationen, mittel- bis langfristige,

# Tidekurve, Verweil- und Unterschreitungsdauern

(rot markiertes Beispiel : Änderung durch einen  $T_{nw}$ -Absunk)

Verweildauer in Stunden  
(dm - Abschnitte)

Unterschreitungsdauer in Stunden

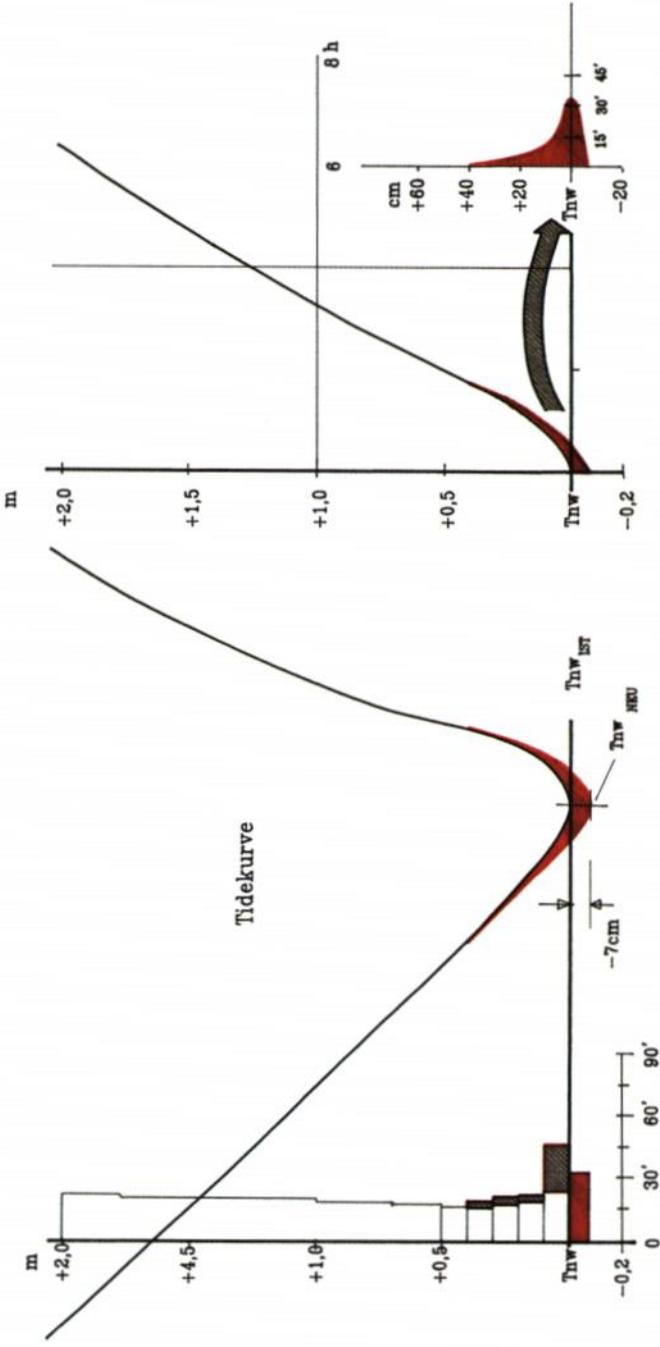


Abb. 6

# Überschreitungssummen der Verweildauern

(rot markiertes Beispiel : Änderung durch Thw-Anstieg und Thw-Absenk wie auf Abb.5 und 6)

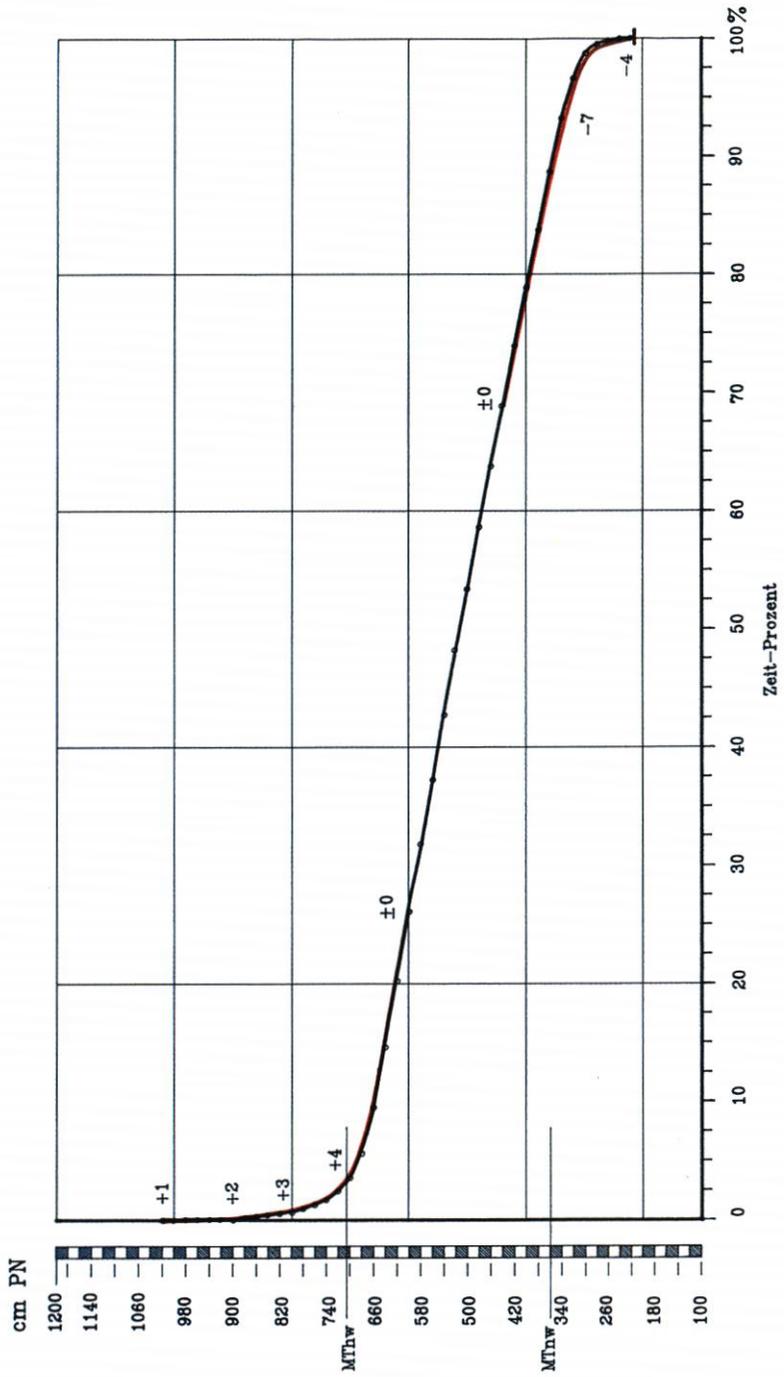


Abb. 7

großräumige Änderungen der Tideparameter in der Nordsee, Variationen des Oberwasserzuflusses, Schwankungen der Klimaverhältnisse und morphologische Veränderungen im Bereich des Tideästuars zu nennen. Aber auch anthropogene Eingriffe, wie z. B. Vordeichungen, Absperrungen von Nebenflüssen, Bau oder Verfüllung von Hafenbecken, Errichtung von Wehren, uferverändernde Bauwerke, Vertiefungen oder ähnliche Maßnahmen, die zu Veränderungen der Flußtopographie führen, wirken sich in charakteristischer Weise auf die Wasserstände in den Flüssen aus (vergl. HENSEN, 1955; SIEFERT, 1995). Zur Gewinnung eines Überblickes wird daher einleitend die Entwicklung seit 1900 dargestellt. Abb. 8 zeigt dazu die Hoch- und Niedrigwasser an den Pegeln Cuxhaven-Steubenhöft und Hamburg-St. Pauli seit 1900. Im Mündungsbereich der Elbe sind demnach nur vergleichsweise geringe Veränderungen der mittleren Wasserstände zu verzeichnen. Während das MThw in knapp 100 Jahren um gut 2 dm angestiegen ist, sind beim MTnw Erhöhungen in der Größenordnung von 1 dm zu verzeichnen. Demgegenüber sind die Entwicklungen des MThw und insbesondere des MTnw in Hamburg weitaus prägnanter: So lag zu Beginn dieses Jahrhunderts das mittlere Niedrigwasser in Hamburg noch rund 120 cm höher als in Cuxhaven, seit Anfang der 1990er Jahre liegen die Niedrigwasserhöhen der beiden Orte dagegen ungefähr auf einem Niveau.

Dieser Befund verdeutlicht sich, wenn man für das MThw und MTnw die zeitliche Entwicklung der Differenz zwischen diesen beiden Pegeln darstellt. Durch diese Differenzbildung zwischen den Daten eines Pegels in der Tideelbe (hier: Hamburg-St. Pauli) zu einem solchen im mündungsnahen Bereich (hier: Cuxhaven) wird der Einfluß der offenen Nordsee auf die Wasserstandsdaten in der Elbe weitgehend ausgeglichen. Das Ergebnis ist in Abb. 9 dargestellt. Bei der Betrachtung der beiden Ganglinien ist augenfällig, daß im Laufe der Jahrzehnte offenbar Zeitabschnitte, die sich durch eine Konstanz der Wasserstandsniveaus auszeichnen, mit Phasen, in denen die Tide deutlich absinkt ( $\Delta$ MTnw) bzw. ansteigt ( $\Delta$ MThw), wechseln. Dieses wird im folgenden genauer dargelegt.

Klammert man bei diesen Jahresmitteln untergeordnete Einflüsse wie Änderungen der Windverhältnisse über der Elbe oder Dichteänderungen des Wassers aus, müssen die verbleibenden Wasserstandsänderungen auf Veränderungen im Bereich des Tideästuars zurückgehen, die entweder natürlichen Ursprungs oder anthropogen sind. Vergleicht man die Entwicklung der Niedrigwasserstände mit den vorgenommenen wasserbaulichen Maßnahmen in der Tideelbe (NEEMANN, 1993), lassen sich vor allem die Absenkungsphasen des MTnw – bis auf die Zeit zwischen 1905 und 1910 – mit hoher zeitlicher Übereinstimmung den bisherigen Fahrrinnenvertiefungen (und den teilweise einhergehenden Fahrrinnenverbreiterungen) der Unterelbe zuordnen. Eine Übersicht über die Fahrrinnenvertiefungen dieses Jahrhunderts und die sich aus ihnen ergebenden MTnw-Absenkungen zeigt Tab. 7. Im übrigen wird dieses Thema weiter unten ausführlich behandelt.

Infolge des mit dem Zeitraum 1936 bis 1950 beschriebenen KN – 10-m-Ausbaus wird eine eindeutige Reaktion des Tnw nicht erkennbar, da hierfür keine besonderen Baggerungen ausgeführt wurden. Dafür zeichnet sich die Regulierung der Fahrrinne bei Pagensand-Nord durch die erste Abbaggerung des Schwarztonnensandes in der Zeit von 1928 bis 1938 deutlich ab. Dies trifft ebenfalls für die verringerte Fahrrinnenunterhaltung während des Krieges in der Zeit von 1940 bis 1945 zu. Besonders deutlich erscheint dann wieder der KN – 13,5-m-Ausbau der Elbe mit seiner Fahrrinnenverbreiterung, der im Hamburger Raum zu einer Absenkung des MTnw um gut 3 dm führte. Diese Werte stimmen sehr gut mit den in der Literatur veröffentlichten Ergebnissen überein (vergl. SIEFERT, 1992; SIEFERT u. JENSEN, 1993).

### MThw und MTnw Cuxhaven und Hamburg-St. Pauli seit 1900

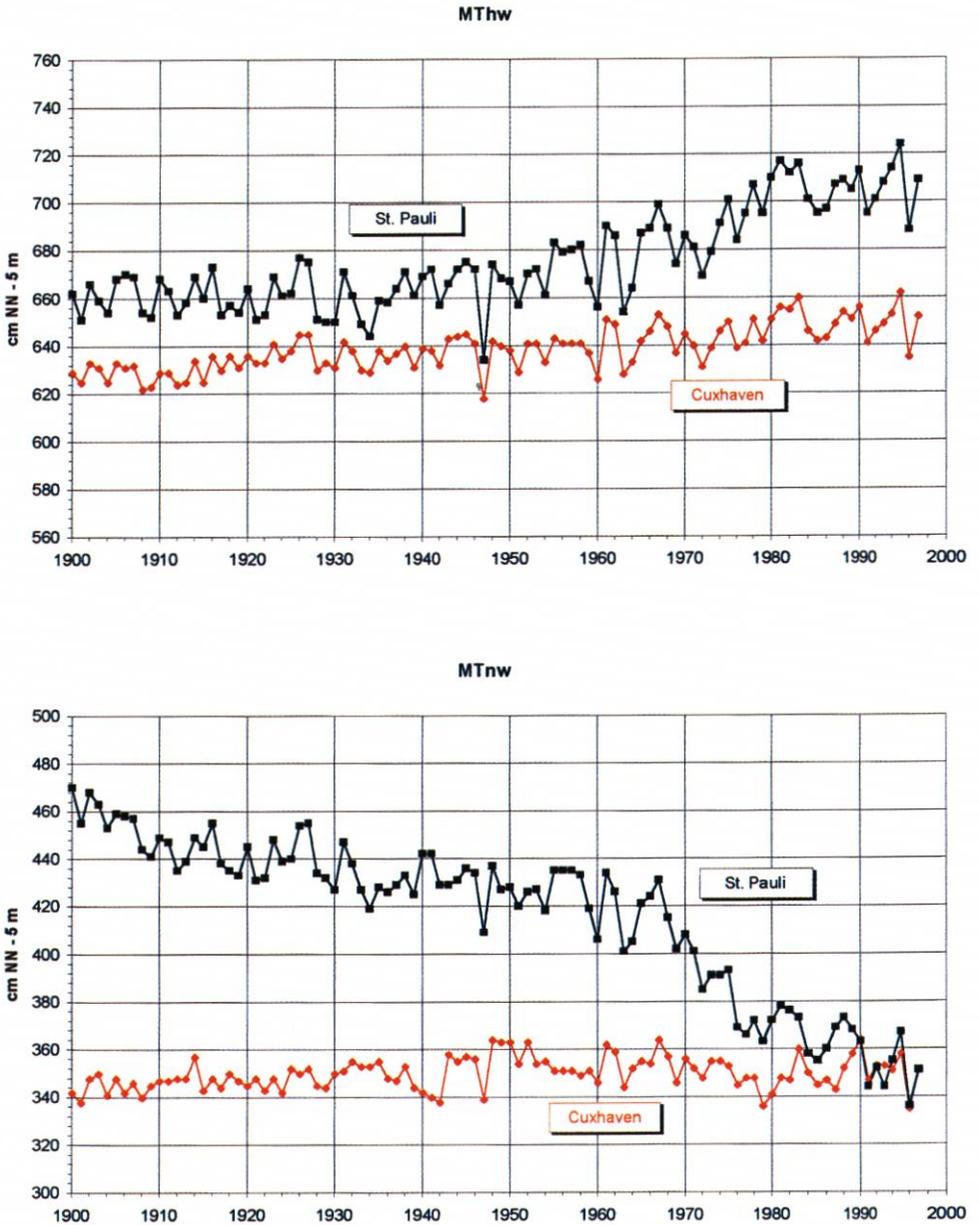


Abb. 8

MThw- und MTnw-Differenzen zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1900

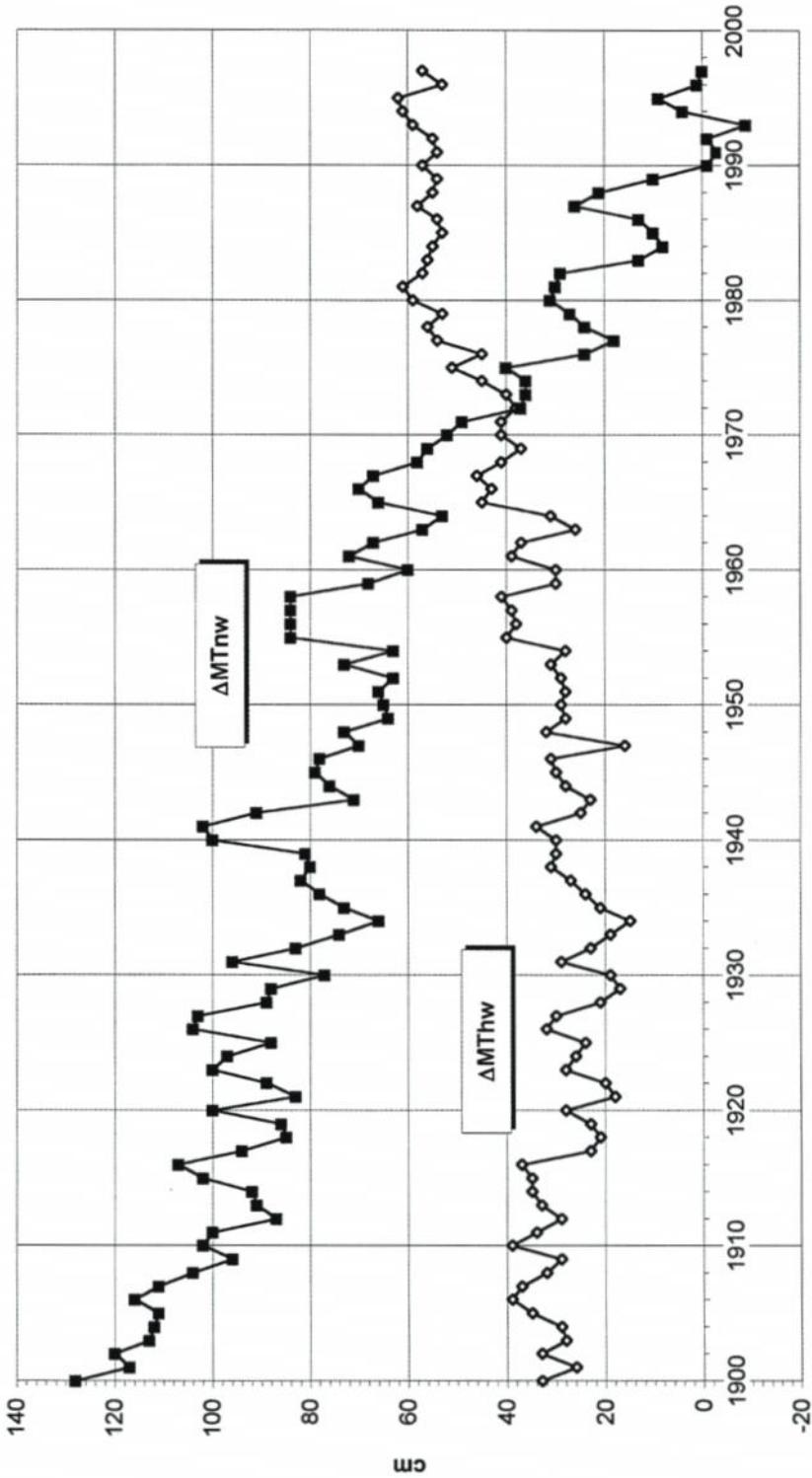


Abb. 9

Tab. 7: Fahrrinnenausbauten der Unterelbe und Folgen für die Niedrigwasserentwicklung in Hamburg (Pegel St. Pauli)

Maßnahme	Zeitraum (nach NEEMANN, 1993)	Resultierende Entwicklung des MTnw in St. Pauli (Bezugspegel: Cuxhaven)
Abaggerung Schwarztonnen- sand (11 Mio. m <sup>3</sup> )	1928 bis 1938	zusammen
KN – 10-m-Ausbau	1936 bis 1950*	ca. – 2 dm
KN – 11-m-Ausbau	1957 bis 1962	zusammen
KN – 12-m-Ausbau	1964 bis 1969	ca. – 2,5 dm
KN – 13,5-m-Ausbau	1974 bis 1978	ca. – 3,5 dm

\* Ausbau war in den Kriegsjahren unterbrochen

Die Entwicklungen ober- und unterhalb der Ausbaustrecke zeigen Abb. 10 und 11: In der oberen Tideelbe (Bunthaus) haben sich die MThw gegen St. Pauli etwas erhöht, während die (deutlich stärker  $Q_o$ -beeinflussten) MTnw zunächst bis 1950 um rd. 40 cm abgesunken und inzwischen wieder leicht gestiegen sind. Hier wirken offenbar auch örtliche Einflüsse. Zwischen Helgoland und Cuxhaven zeigt Abb. 11 dagegen einen leichten MThw-Anstieg aber keine Veränderungen im MTnw, die Indiz für Elbeeinfluß in Cuxhaven wären.

### 3.2 Tidewasserstände Elbe

Die Tidewasserstände werden als Jahresmittel dargestellt. Da eine Gesamtdokumentation in einer einzigen Graphik zu unübersichtlich wäre, wird folgende Unterteilung gewählt:

- Geesthacht bis Bunthaus auf Abb. 12 und 13
- Harburg/Schöpfstelle bis Hmb.-Seemannshöft auf Abb. 14 und 15
- Hmb.-Blankenese bis Glückstadt auf Abb. 16 und 17
- Brokdorf bis Gr. Vogelsand auf Abb. 18 und 19

Deutlich werden dabei die vor allem durch das Oberwasser, aber auch aus der Nordsee kommenden girlandenartigen Verläufe, im Tnw stärker als in Thw. Besonderes Augenmerk sollte Abb. 16 und 17 gelten. Auf der Strecke von Blankenese bis Glückstadt werden die Veränderungen besonders markant: Ein „Ausfächern“ der MThw von etwa 1,5 dm (1950) auf jetzt 4 dm und eine Umkehr der Höhenfolge der MTnw von vor 1975 bis nach 1985. Dies ist ein Hinweis darauf, daß diese Strecke sensibel auf Änderungen reagierte.

Zusätzlich werden für eine Gesamtübersicht die Entwicklungen an den „Stützpegeln“

Zollenspieker	Brunsbüttel
Hmb.-St. Pauli	Cuxhaven
Stadersand	

auf Abb. 20 und 21 dargestellt. Auch hier wird das „Ausfächern“ der MThw für die ganze Tideelbe deutlich: Von Cuxhaven/Brunsbüttel bis Zollenspieker von 0,5 (1950) auf rd. 1 m (1995) Differenz. Die  $MTnw_{ZOL}$  fallen wegen ihrer Höhe und  $Q_o$ -Abhängigkeit aus dem Rahmen. Die MTnw oberhalb von Brunsbüttel haben sich nach 1960 mehr und mehr denen der Mündung angeglichen. Zwischen diesen Pegeln entwickelten sich die Eintrittszeitdifferenzen (aus Übersichtlichkeitsgründen über die Daten der fünf runden Jahre) wie folgt:

MThw- und MTnw-Differenzen zwischen Bunthaus und Hamburg-St. Pauli seit 1900

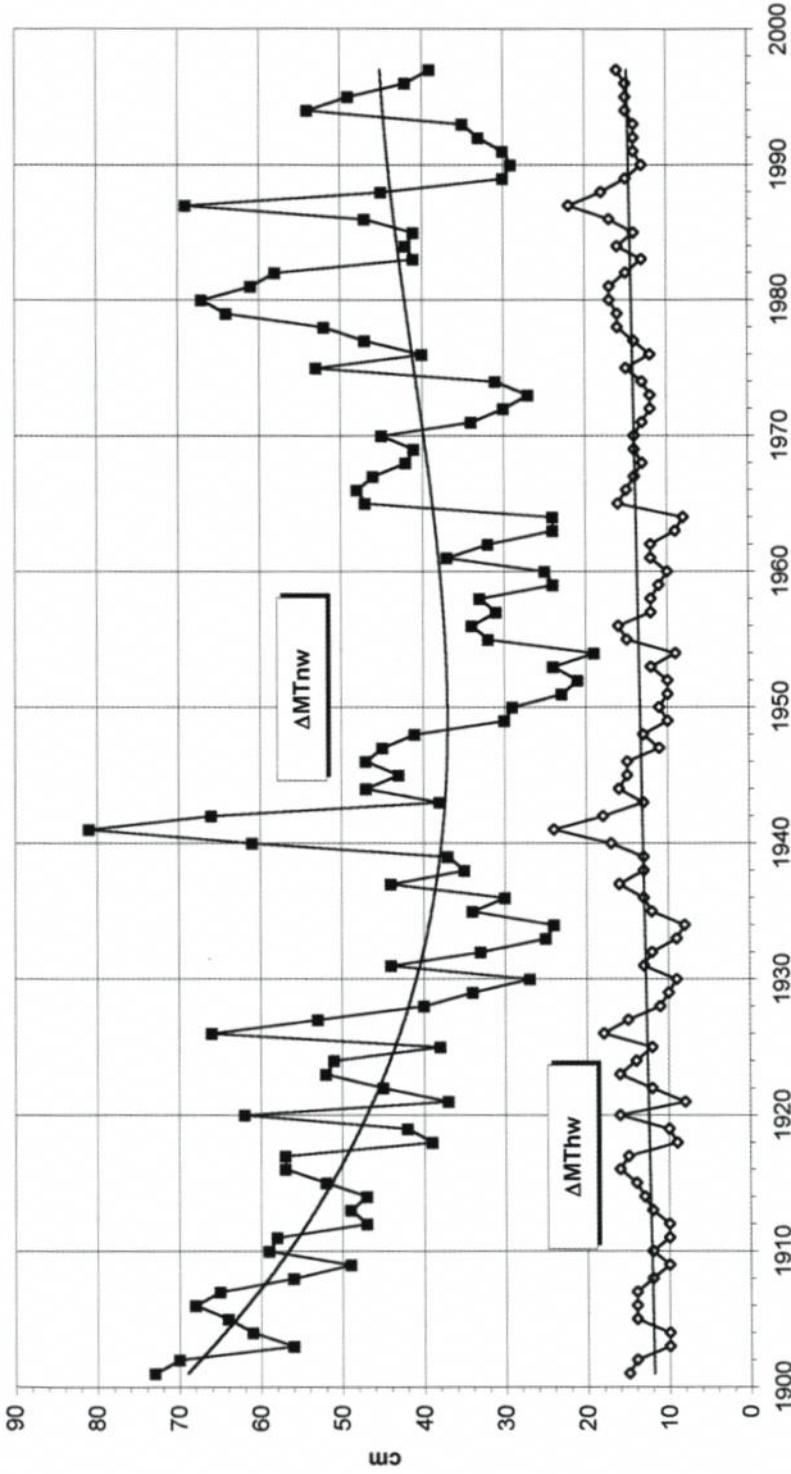


Abb. 10

**MThw- und MTnw-Differenzen zwischen Cuxhaven und Helgoland seit 1911**

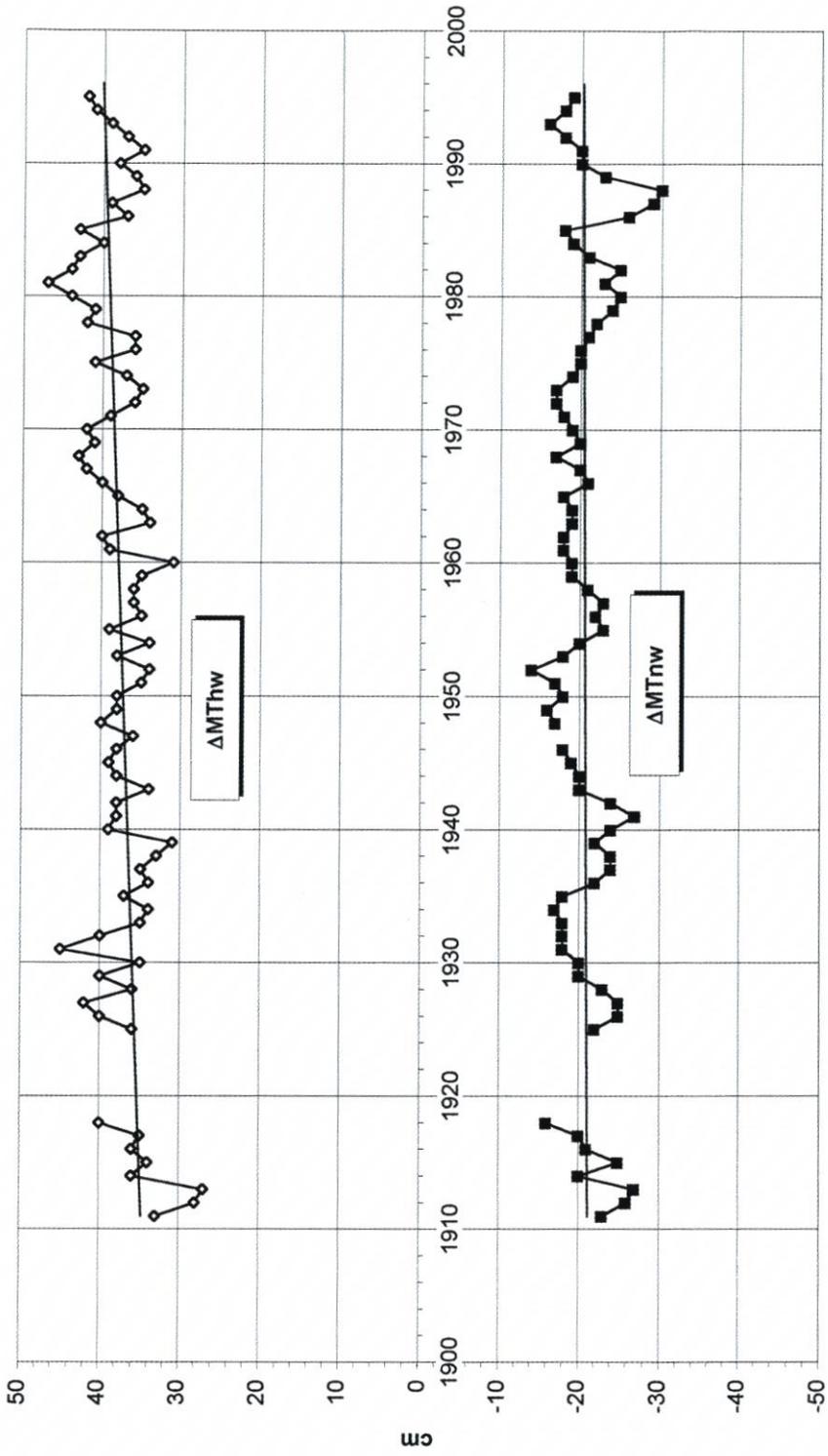


Abb. 11

MThw Geesthacht, Drennhausen, Zollenspieker, Over und Bunthaus seit 1950

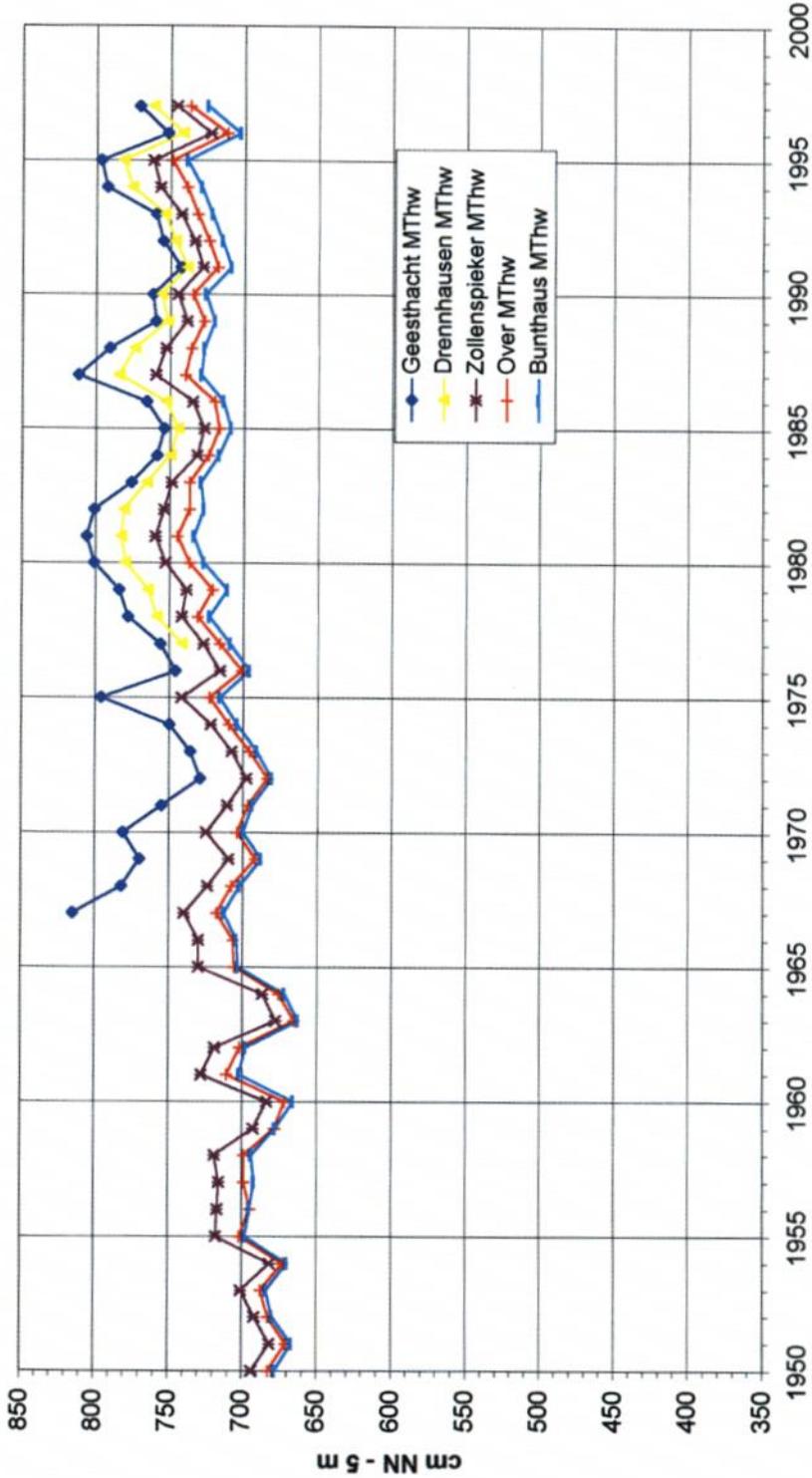


Abb. 12

**MTnw Geesthacht, Drennhausen, Zollenspieker, Over und Bunthaus seit 1950**

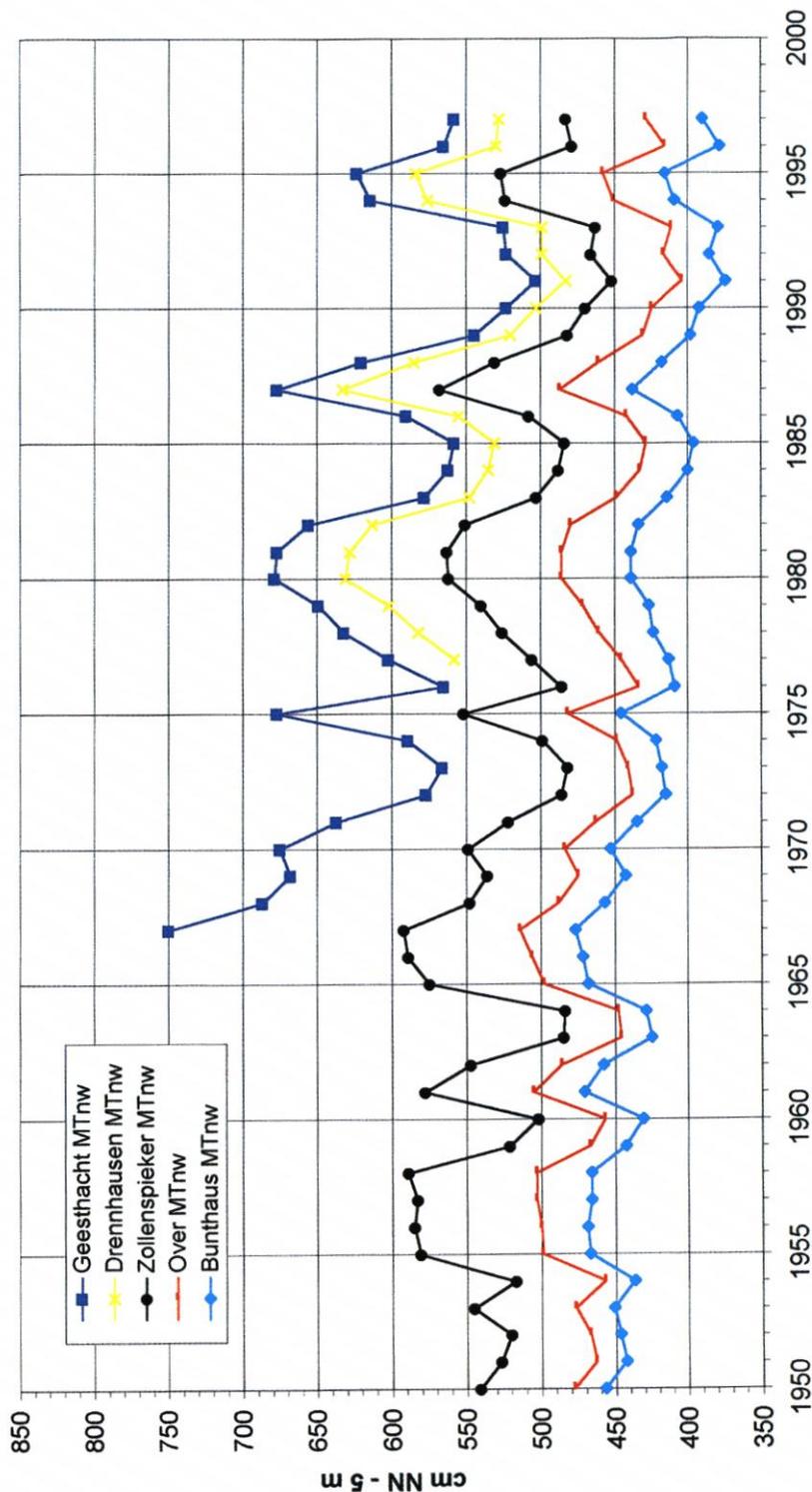


Abb. 13

MThw Harburg, Schöpfstelle, St. Pauli und Seemannshöft seit 1950

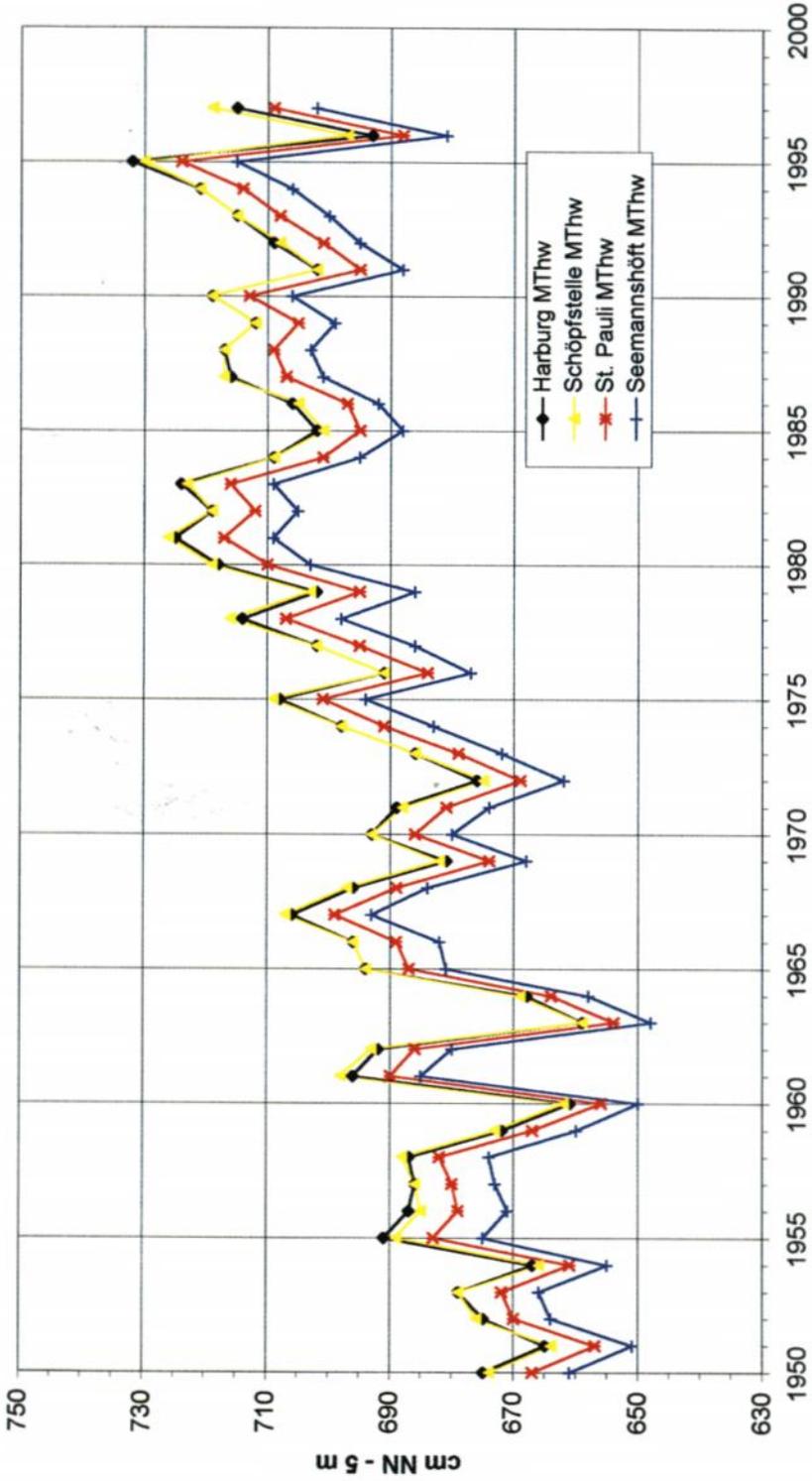


Abb. 14

**MTnw Harburg, Schöpfstelle, St. Pauli und Seemannshöft seit 1950**

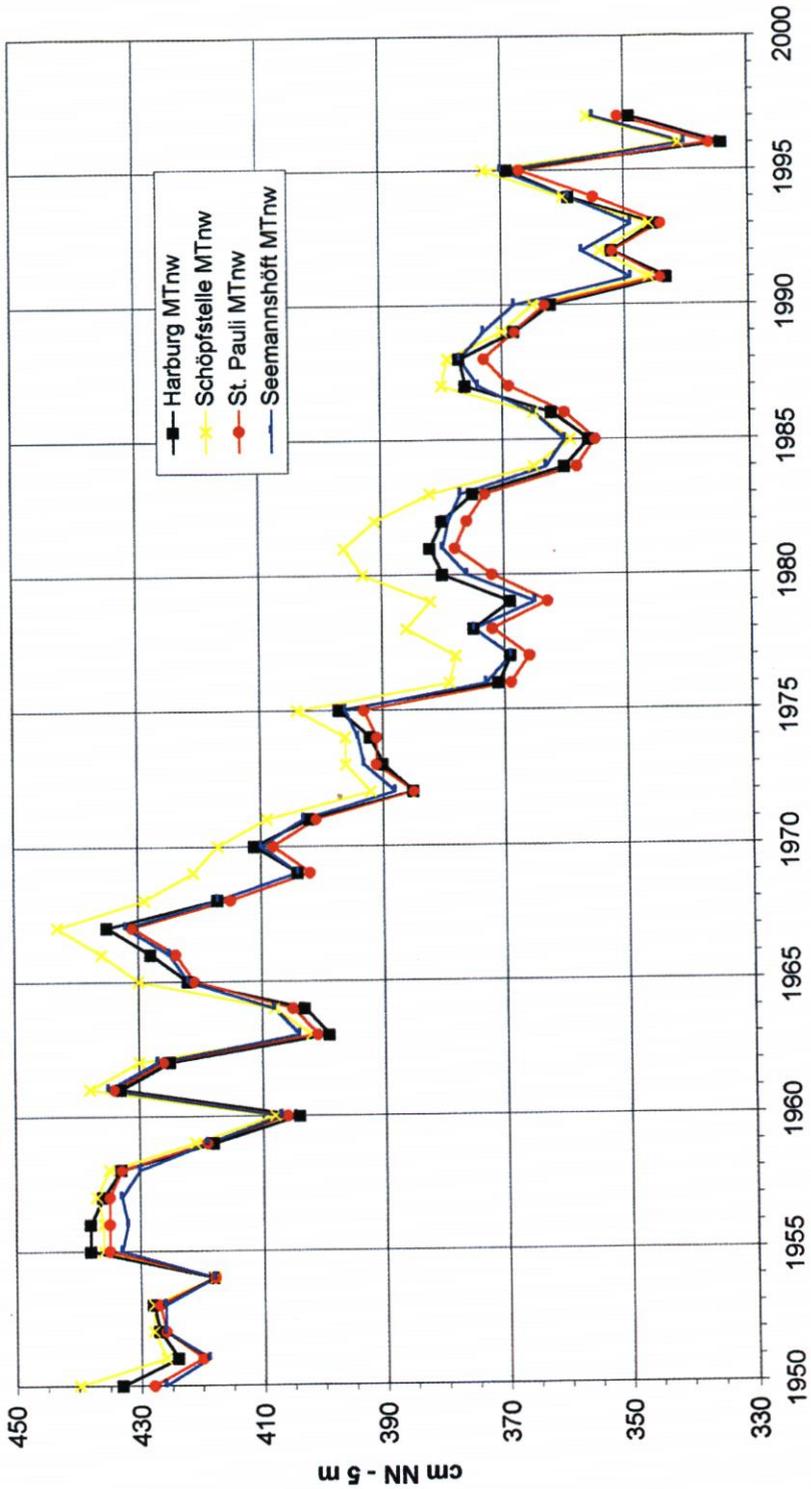


Abb. 15

**MThw Blankenese, Schulau, Lühort, Stadersand, Grauerort, Kollmar und Glückstadt  
seit 1950**

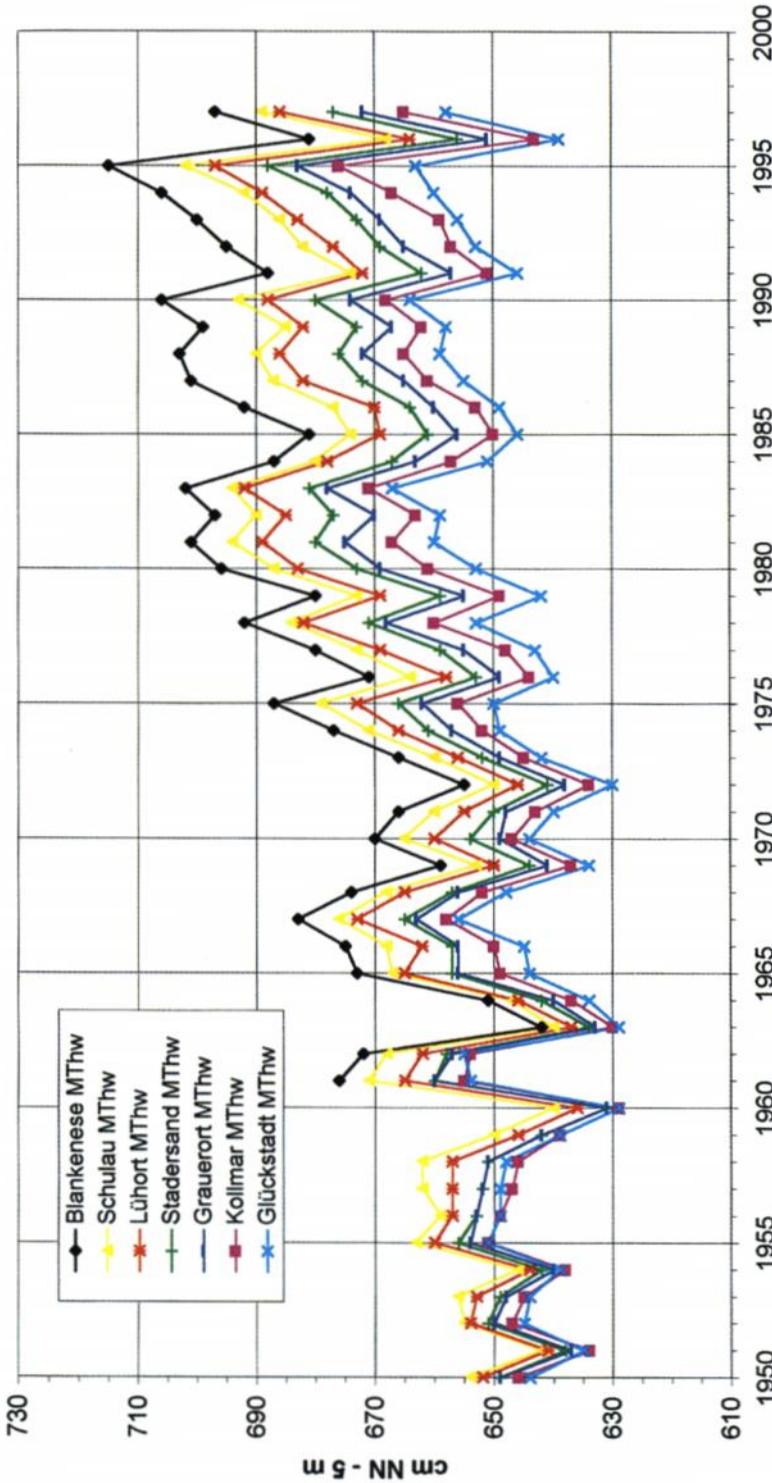


Abb. 16

**MTnw Blankenese, Schulau, Lühort, Stadersand, Grauerort, Kollmar und Glückstadt  
seit 1950**

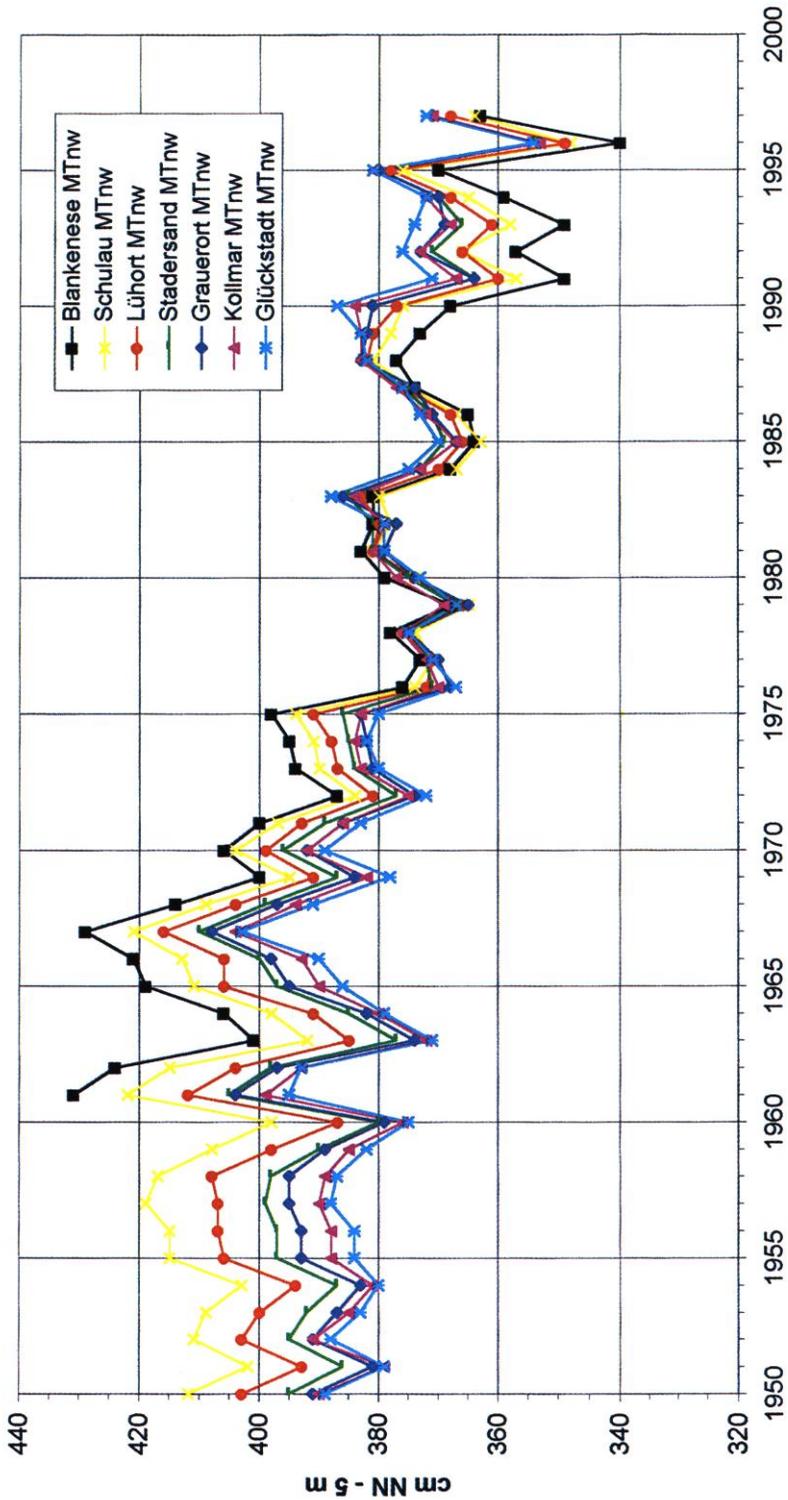


Abb. 17

MThw Brokdorf, Brunsbüttel, Osteriff, Otterndorf, Cuxhaven und Großer Vogelsand  
seit 1950

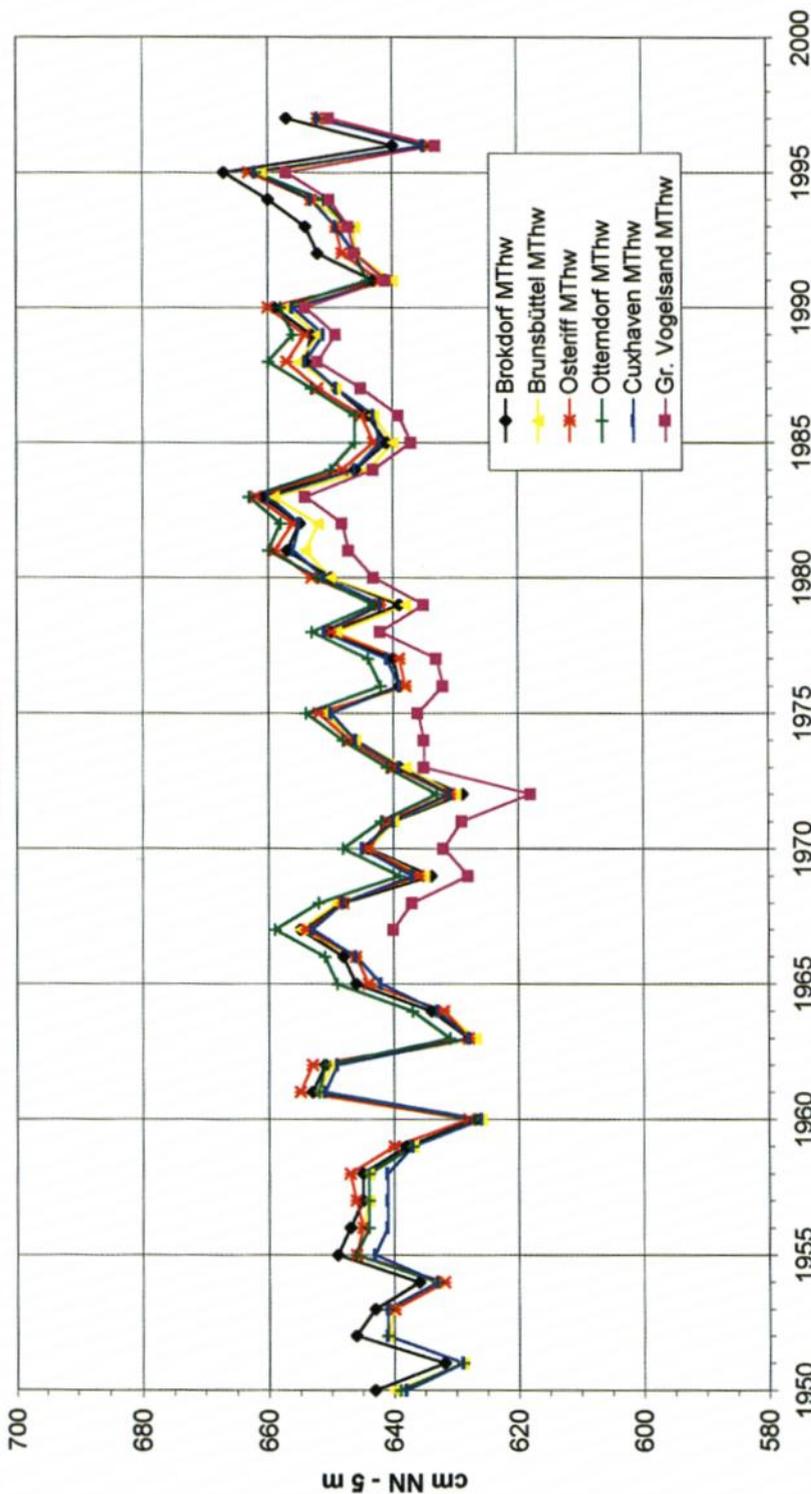


Abb. 18

**MTnw Brokdorf, Brunsbüttel, Osteriff, Otterndorf, Cuxhaven und Großer Vogelsand  
seit 1950**

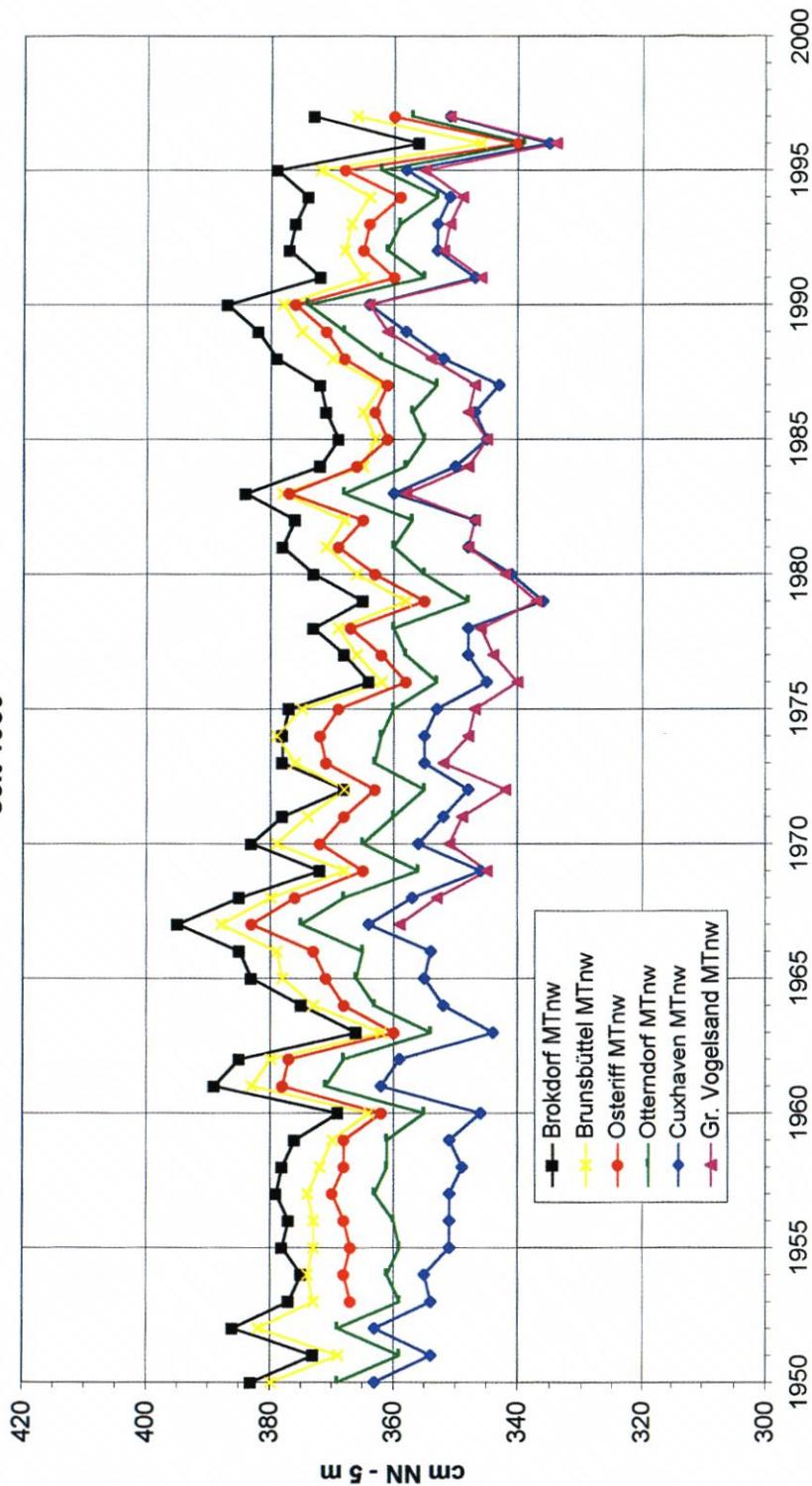


Abb. 19

MThw Zollenspieker, St. Pauli, Stadersand, Brunsbüttel und Cuxhaven seit 1950

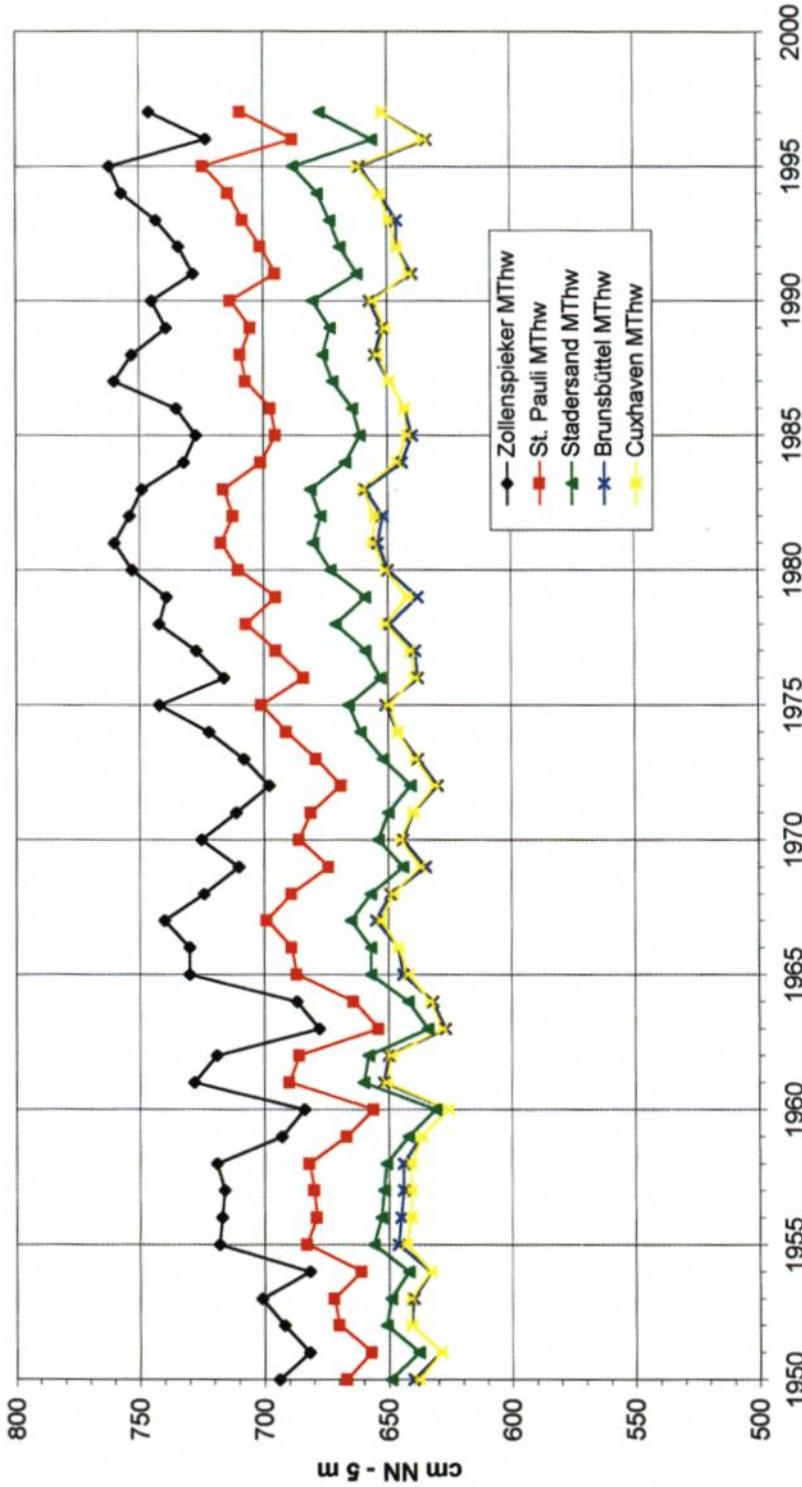


Abb. 20

**MTnw Zollenspieker, St. Pauli, Stadersand, Brunsbüttel und Cuxhaven seit 1950**

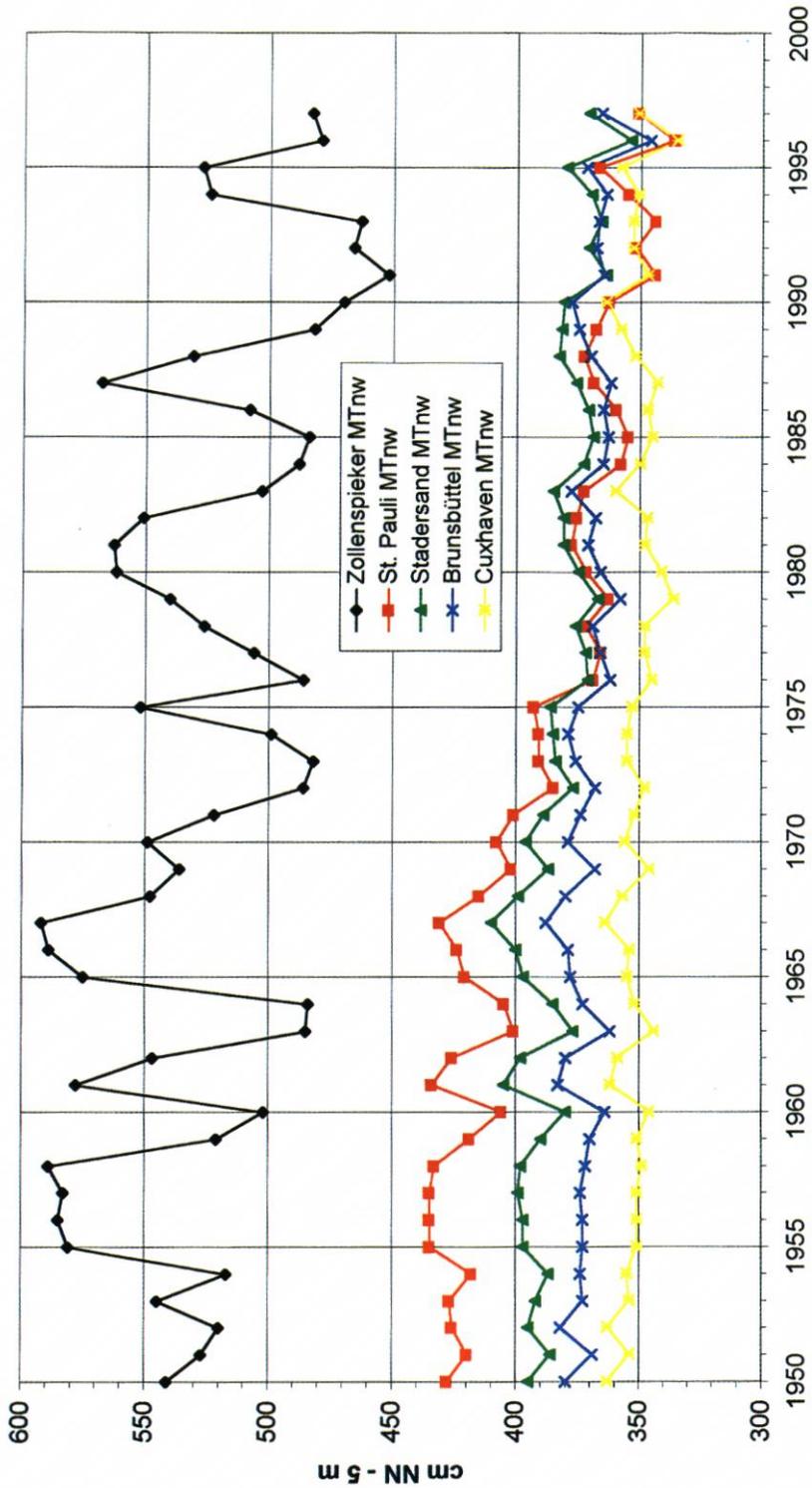


Abb. 21

Tab. 8: Entwicklung der Eintrittszeitdifferenzen von 1950 bis 1990

Strecke	km		Eintrittszeitdiff. in h				
			1950	1960	1970	1980	1990
Cuxhaven-Brunsbüttel	28	Thw	1:05	1:03	1:03	1:00	1:00
		Tnw	1:20	1:14	1:16	1:21	1:14
Brunsbüttel-Stadersand	41	Thw	1:38	1:39	1:45	1:43	1:41
		Tnw	1:51	1:53	1:46	1:42	1:41
Stadersand-Hmb.-St. Pauli	32	Thw	1:28	1:25	1:10	0:55	0:58
		Tnw	1:41	1:31	1:31	1:19	1:13
Hmb.-St. Pauli-Zollenspieker	25	Thw	1:11	0:59	0:54	0:54	0:47
		Tnw	1:37	1:38	1:32	1:34	1:29
Cuxhaven-Hmb.-St. Pauli	101	Thw	4:11	4:07	3:58	3:38	3:39
		Tnw	4:52	4:38	4:33	4:22	4:08

Es wird deutlich, daß sich die Eintrittszeitdifferenzen nur auf der Strecke oberhalb von Stadersand merklich verkürzt haben, und zwar bis Hamburg bei den Thw und Tnw rd. 30 min, oberhalb Hamburgs bei den Thw um rd. 20 min und bei den Tnw um rd. 5 min. Stadersand liegt 29 km oberhalb von Glückstadt. Damit fallen die Hauptänderungen der Eintrittszeiten mit den o. g. der Wasserstände zusammen.

Aus der Differenz der Differenzen von Thw und Tnw sind Veränderungen der Flut- und Ebbedauern ableitbar. Sie sind – wie ersichtlich – sehr klein. Die absoluten Werte lauten für die beiden wichtigsten Pegel:

Tab. 9: Entwicklung der Flut- und Ebbedauern von 1950 bis 1990

Ort		Dauer in h				
		1950	1960	1970	1980	1990
Cuxhaven	T <sub>F</sub>	5:42	5:35	5:36	5:41	5:40
	T <sub>E</sub>	6:43	6:49	6:49	6:44	6:45
Hmb.-St. Pauli	T <sub>F</sub>	5:02	5:04	5:00	4:57	5:10
	T <sub>E</sub>	7:23	7:20	7:25	7:28	7:14

Wie sich seit 1950 die mittleren Flut- und Ebbedauern in Hamburg im einzelnen entwickelt haben, zeigt – zusammen mit dem  $Q_o$  – Abb. 22. Trenduntersuchungen für die Zeit ab 1900 erbrachten für Hamburg 18 min Flutdauer-Verlängerung für ein Jahrhundert. Außerdem besteht kurzfristig eine gewisse Korrelation zum  $Q_o$ .

Schließlich zeigen Abb. 23 und 24 mittlere Tidekurven für Hamburg und Cuxhaven, um auch die Veränderungen im Ablauf zu dokumentieren. Dabei fällt insbesondere die in Hamburg sehr steil gewordene erste Flutphase auf. Hier steigt der Wasserstand unmittelbar nach Tnw und Ebbestromkenterung für eine gute halbe Stunde um rd. 0,7 m an, natürlich auch verbunden mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten.

Bei einer genaueren Betrachtung der Abb. 13, 15, 17 und 19 ist eine erneute Absenkung des MTnw seit Anfang der 1990er Jahre augenfällig. Einfache Erklärungen gibt es für diese Entwicklung in der Größenordnung von rund 1 dm auf Antrieb nicht, da es in dieser Zeit keine außergewöhnlichen wasserbaulichen Aktivitäten seitens der Wasser- und Schifffahrts-

# Ebbe- und Flutdauer am Pegel St. Pauli

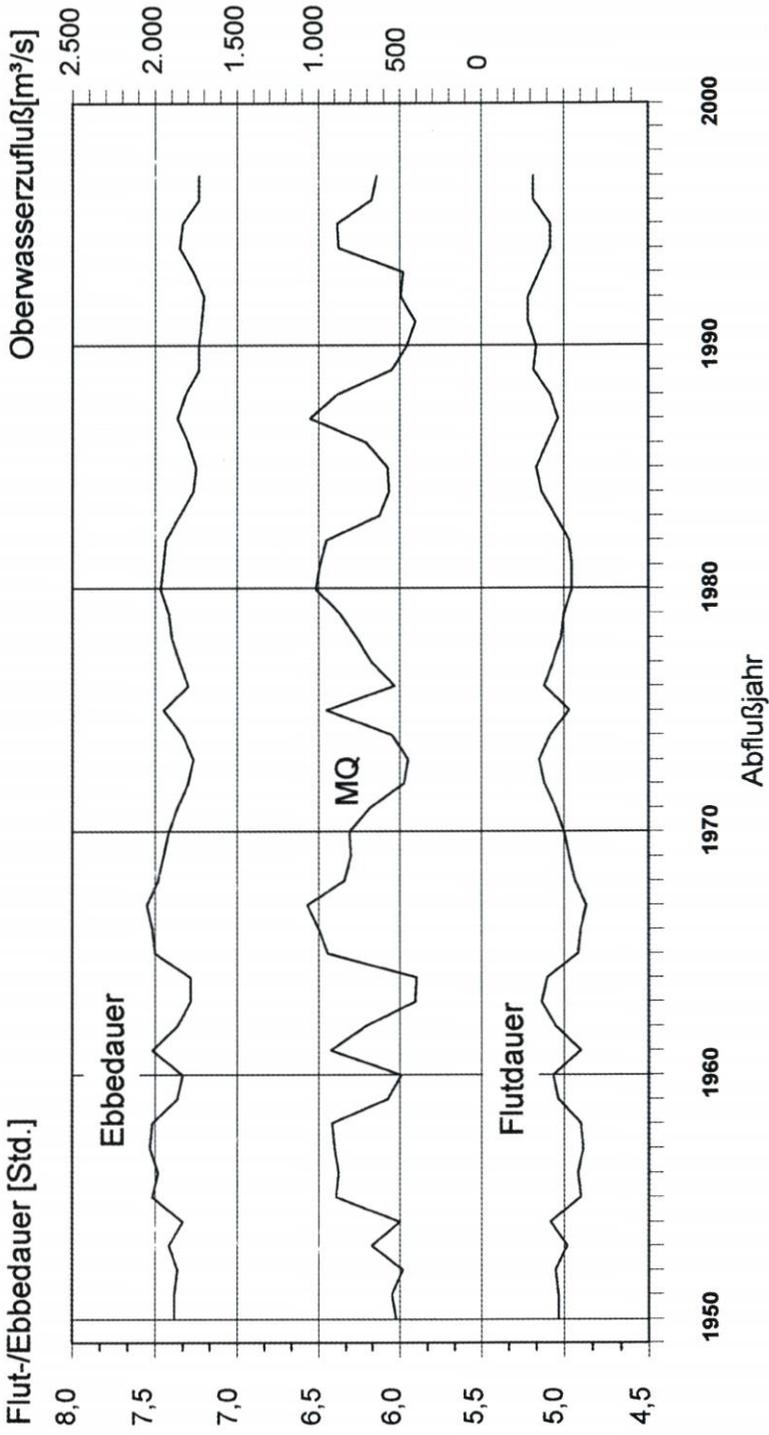


Abb. 22

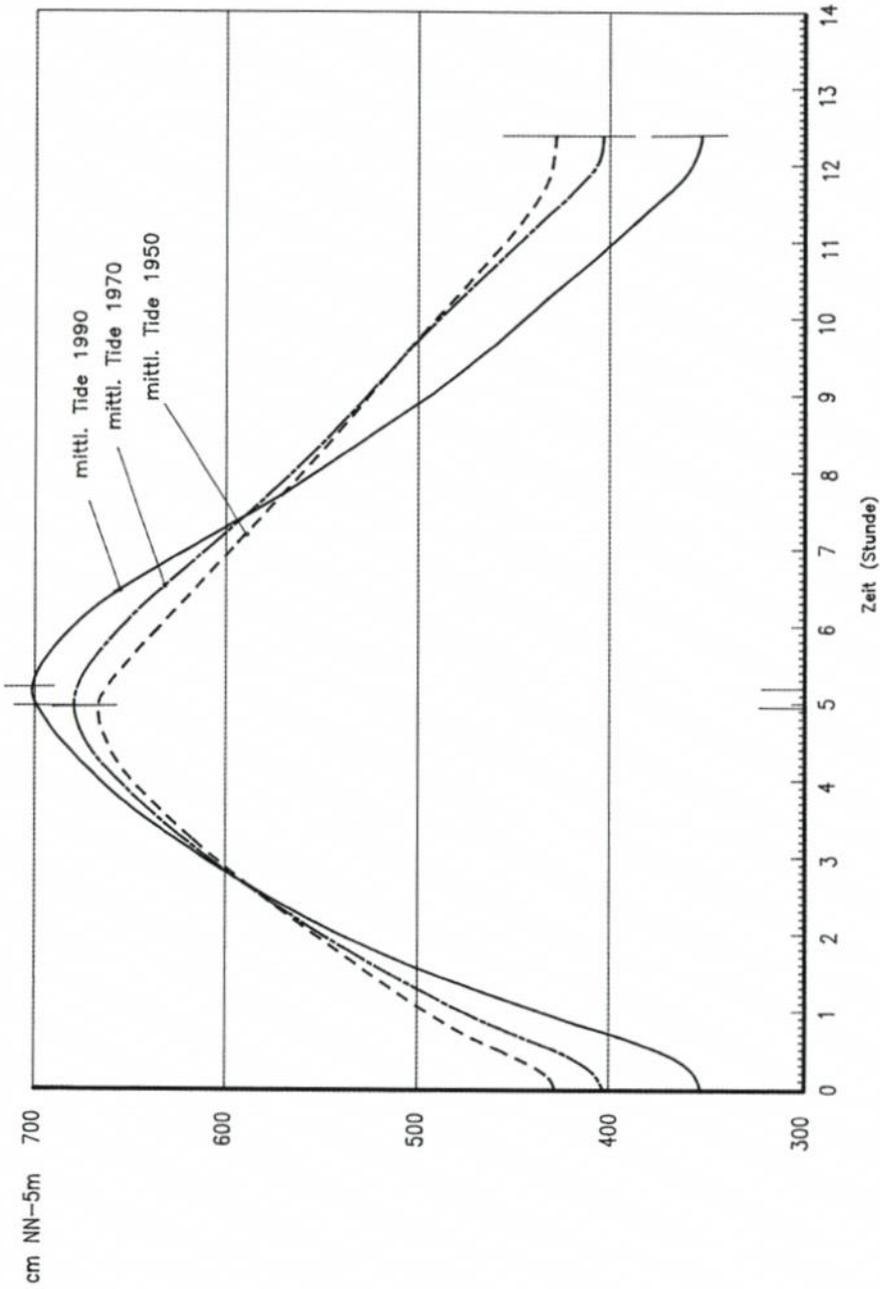


Abb. 23: Mittlere Tidekurven Hamburg-St. Pauli

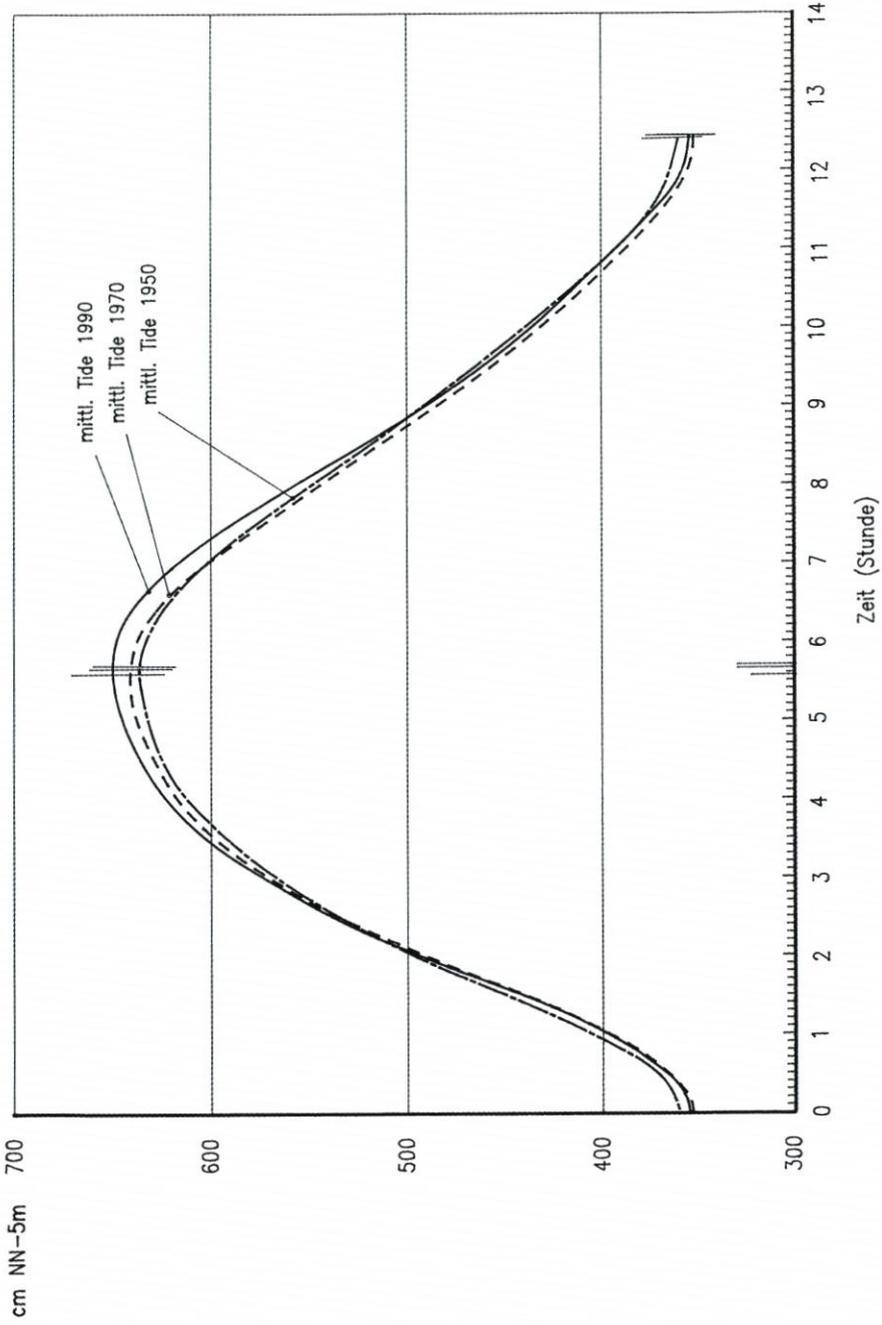


Abb. 24: Mittlere Tidekurven Cuxhaven

verwaltung des Bundes bzw. des Amtes Strom- und Hafengebäude gegeben hat. Gleichwohl war insbesondere vor dem Hintergrund der geplanten Anpassung der Fahrrinne von Unter- und Außenelbe an die Containerschifffahrt eine plausible Erklärung dieser Entwicklung geboten. Siehe dazu Kap. 4.7.

### 3.3 Tideströmungen Elbe

Leider existieren keine durchgehenden Strömungsmessungen an festen Orten über die letzten Jahrzehnte, die den Wasserstandsmessungen vergleichbar wären. Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung hat 1978 an einigen Stationen (Tab. 2) mit kontinuierlichen Messungen begonnen, diese aber bisher nicht aufbereitet und veröffentlicht (die Rohdaten liegen auf CD-ROM vor). In der Delegationsstrecke gab es zwei feste Meßpunkte (Bunthaus und Teufelsbrück, km 610 und 631). Die Ergebnisse der ersten Station blieben lückenhaft, die der anderen unbrauchbar. So verbleibt die vergleichende Analyse von Einzelwerten. Ergänzt werden diese Ergebnisse durch Einzelmessungen, meist über ganze Tiden, in verschiedenen Querschnitten bei unterschiedlichen Randbedingungen. Einzelheiten zu den Messungen zwischen km 607,8 und 636,9 und die zusammengefaßten Ergebnisse können bei SIEFERT (1995) entnommen werden. Allgemein läßt sich für das Stromspaltungsgebiet keine signifikante Veränderung in den mittleren Geschwindigkeiten über die letzten drei Jahrzehnte erkennen. Die Werte liegen für  $V_f$  bei 0,4 m/s (Norder- und Süderelbe) und 0,6 m/s (Untere Elbe), für  $V_e$  bei 0,6 bis 0,8 m/s.

Aus der beispielhaften Darstellung des Strömungsverlaufes auf Abb. 25 geht allerdings hervor, daß allein die Tidemittelwerte nicht sehr aussagekräftig sind. Deshalb folgt an dieser Stelle eine Bewertung, deren Grundlage der Bericht zu Ergebnissen einer numerischen Simulation ist, durchgeführt vom DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (1988). In dieser Berechnung wurden die Strömungsverhältnisse von 1950 bis 1986 ermittelt. Dieser Zeitraum umfaßt alle Fahrrinnenvertiefungen einschließlich der Vorlandeindeichungen, Nebelbeabdämmungen und sonstigen Maßnahmen.

Von 1950 bis 1986 haben sich die Strömungsverhältnisse in der Elbe danach wie folgt geändert:

#### – Obere Tideelbe

- Verschiebung der Flutstromgrenze bei mittleren Tideverhältnissen von Over bis etwa Zollenspieker (8 km stromauf)
- Verstärkung des Flutstroms, Abnahme des Ebbstroms

#### – Süderelbe (Bunthaus bis Elbbrücken)

- Starke Zunahme von Flut- und Ebbstrom

#### – Süderelbe (Elbbrücken bis Köhlbrand)

- Kaum Veränderungen der  $V$  und  $\bar{V}_{\max}$
- leichte Erhöhung der  $V_{\max}$  bei Flut

#### – Norderelbe (Bunthaus bis Elbbrücken)

- Zunahme des Flutstroms, kaum Veränderungen des Ebbstroms

#### – Norderelbe (Elbbrücken bis Einmündung Köhlbrand)

- Mittelwerte der Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten kaum verändert
- Zunahme der  $V_{\max}$  und  $\bar{V}_{\max}$  bei Flut gegenüber den Werten bei Ebbe

\* Beurteilungen von Dr.-Ing. H. CHRISTIANSEN, Strom- und Hafengebäude

### Beispiel für normalen Tideablauf im Bereich Seemannshöft (Hamburg) 1950 und 1988

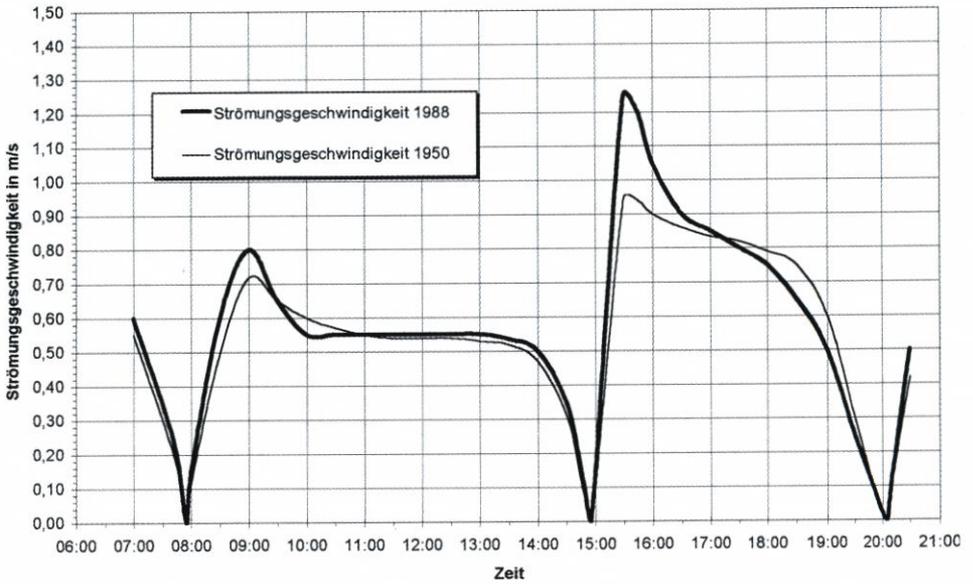
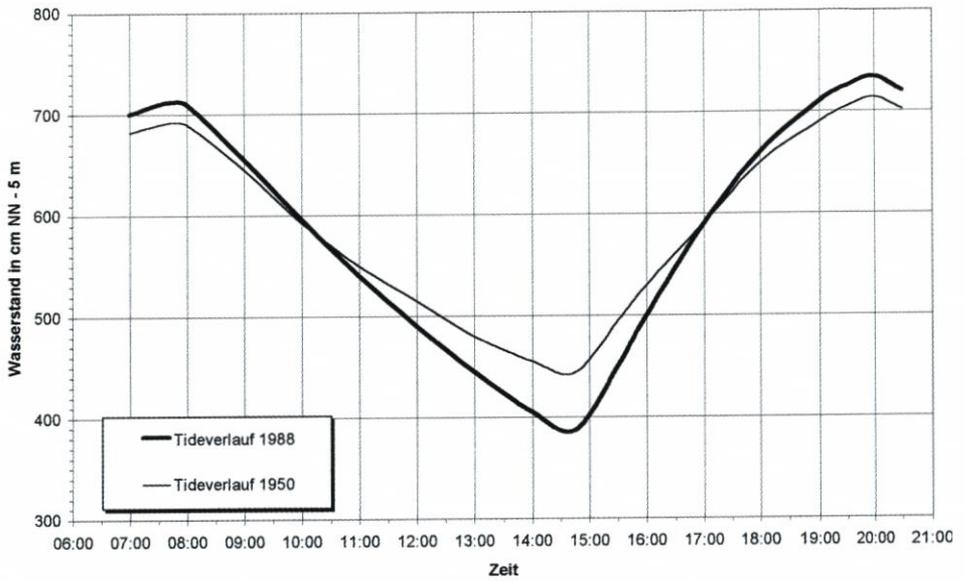


Abb. 25

## - Unterelbe (Köhlbrandeinmündung bis Neß)

- Mittelwerte der Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten kaum verändert
- Deutliche Zunahme der  $V_{\max}$  und  $\bar{V}_{\max}$  bei Flut gegenüber den Werten bei Ebbe

Erläuterung:  $\bar{V}$  = Mittelwert bei mittl. Tide und mittl. Oberwasser  
 $\bar{V}_{\max}$  = Maximum bei mittl. Tide und mittl. Oberwasser  
 $V_{\max}$  = Maximum bei extremen Tide- und Oberwasserverhältnissen

Aus den dargestellten und beschriebenen Strömungsveränderungen muß auf einen verstärkten Feststofftransport mit der Flut in Richtung Hamburg und entsprechend erhöhte Sedimentationsablagerungen im Hamburger Hafen geschlossen werden. Da vor 1977 keine Sedimentationsberechnungen durchgeführt wurden, liegen allerdings keine Daten vor, die diese Schlußfolgerung verlässlich absichern.

Wenn die mittleren Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten über einen Zeitraum von 30 Jahren weitgehend konstant geblieben sind und sich gleichzeitig der Tidehub von 2,5 m auf 3,5 m erhöhte, so wird zwar der damit verbundene größere Durchfluß durch den größer gewordenen Querschnitt ermöglicht, hat zugleich aber auch zu höheren Ebbe-, aber vor allem Flutstromspitzen geführt (Abb. 25), analog zur steileren Tidekurve (Abb 23).

Über die Ergebnisse von ausgewerteten Querschnittsmessungen unterhalb Elbe-km 639 heißt es beim WASSER- UND SCHIFFAHRTSAMT HAMBURG (1992) einleitend, daß über die Entwicklung der Strömungsgeschwindigkeiten keine genaue Aussage getroffen werden kann. Seit 1974 wurden in der Hauptelbe nur noch wenige Messungen, ab 1983 keine mehr durchgeführt. Die wenigen Messungen zwischen 1974 und 1982 erfolgten nicht immer in den gleichen Meßquerschnitten. Die Streuung bei den einzelnen Messungen war sehr groß, da die Strömungsgeschwindigkeiten stark mit den Scheitelwasserständen und der unterschiedlichen Folge verschieden hoher Wasserstände wechseln. Entwicklungstrends der Strömung lassen sich daraus nicht sicher interpretieren. Wegen der ungünstigen Datenlage wurden deshalb gemittelte Strömungswerte aus Kubizierungen herangezogen. Danach ist von einem Anstieg der mittleren Strömungsgeschwindigkeit für den Zeitraum von 1975 bis 1980 um rund 2 cm/s je Jahr für die Ebbe und 1 cm/s je Jahr für die Flut auszugehen. 1980 wurden bei Ebbe ein Mittel von rd. 0,95 m/s und bei Flut von rd. 0,80 m/s erreicht. Da die Hauptelbe bereichsweise ausgeräumt wurde und die Nebelelben sich zum Teil stark verkleinert haben, zeigt sich, daß die Verstärkung der Strömung in der Hauptelbe auftritt, und daß in den Nebelelben demgegenüber Schwächungen der Strömung eingetreten sein müssen.

Über Strömungsmessungen in den Nebelelben (Abb. 26) berichtet die BUND-LÄNDER-ARBEITSGRUPPE BEWEISSICHERUNG (1995). Sie geht für 1958/73 von folgenden mittleren Strömungsgeschwindigkeiten aus:

Tab. 10: Meßquerschnitte in Nebenrinnen der Elbe mit Mittelwerten

Nebenrinne	Elbe-km	$V_f$ m/s	$V_e$ m/s
Lühesander Nebelbe	647,7	0,55	0,35
Lühesander Nebenrinne	647,7	0,40	0,30
Lühesander Süderelbe	650,0	0,50	0,45
Pagensander Nebelbe	664,7	0,50	0,45
Glückstädter Fahrwasser	676,5	0,45	0,45

Des weiteren führt die Arbeitsgruppe u. a. aus, daß die Strömungsgeschwindigkeiten für Flut (Abb. 27) und Ebbe (Abb. 28) vorher und während des Ausbaus der Fahrrinne auf 13,5 m unter KN eine unterschiedliche Reihung der Nebelben nach Intensität der Strömungen zeigt als direkt nach der Ausbauphase. Ab Mitte der 80er Jahre stellt sich jedoch die frühere Reihenfolge wieder ein. Während die Ebbströmungen der Lühesander und der Pagensander Nebelbe sowie die des Glückstädter Fahrwassers fast gleich groß sind, ist die Differenz bei der Flutströmung größer.

Die relativ hohen Geschwindigkeiten bei allen Elbe-Profilen in den Jahren 1976/77 sind nach Ansicht der Arbeitsgruppe vermutlich durch die schon durchgeführten Ausbaumaßnahmen mit Fahrrinnenbreiten bis zu 500 m (unterhalb der hier betrachteten Nebenrinnen) zu erklären. Die Mittelwerte des Zeitraums 1958/1973 (siehe vorstehende Tab.) entsprechen etwa den mittleren Verhältnissen vor dem 13,5-m-Ausbau. Später haben sich die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten des Zeitraums ab ca. 1983/84 gegenüber denen aus der Zeit vor der Ausbaumaßnahme nicht nachweislich verändert. Verstärkte Tidebewegungen finden also in vergrößerten Querschnitten statt.

### 3.4 Sturmfluten, Windstau Elbe

Die Entwicklung der Sturmfluten in der Elbe ist in einer ganzen Reihe von Veröffentlichungen dargelegt. Einige neuere sind: SIEFERT u. LASSEN (1986); SIEFERT u. HAVNØ (1989); SIEFERT (1994).

Sturmfluten entstehen in der südlichen Nordsee durch Wirkung oder Überlagerung von Windstau u. a. Einflüssen mit der astronomischen Tide. Hohe Sturmflutwasserstände an der deutschen Nordseeküste sind Folge von Stürmen aus südwestlichen bis nördlichen Richtungen, während Ostwindlagen die Wasserstände absenken. Die für die Elbe besonders kritische Windrichtung ist 290°.

Die sich ergebende rechnerische Windstaukurve ist die Differenzkurve zwischen der eingetretenen und der vorausgerechneten astronomischen oder der für dieselbe Zeit gebildeten mittleren Tide. Neben dem eigentlichen Windstau enthalten die Windstaukurven noch Anteile aus Böigkeit des Windes, Wirkung des Luftdrucks, Luftdruckschwankungen, Wasser- und Lufttemperaturen, Eigenschwingung des Meeres, Fernwellen („external surges“), Trogschwallhöhen sowie „return surges“ durch plötzliches Abflauen des Windes. Auch der Brandungstau ist darin eingeschlossen. Windstau und Brandungstau werden auch als „Gesamtstau“ bezeichnet.

Die Windstaukurve an der Küste ist also das Produkt von Vorgängen, die sich in der Nordsee - und dann in für uns entscheidendem Maße in der Deutschen Bucht - abspielen. Jede einzelne Sturmflut stellt ein individuelles Ereignis dar. Sie läuft je nach Wind- und anderen Einflüssen unterschiedlich ab. Keine Sturmflut wird einen identischen Nachfolger finden. Deswegen macht es wenig Sinn, im Rahmen dieser Arbeit einzelne Ereignisse zu kommentieren.

Bei der Betrachtung der Sturmflutentwicklung in den deutschen Tideflüssen darf nicht vernachlässigt werden, daß ein Großteil der Entwicklung an den oberen Tidepegeln - etwa der deutliche Anstieg in den letzten drei Jahrzehnten - schon an den Mündungspegeln, allerdings in schwächerer Form, aufgetreten ist und entsprechend nach oberstrom wirkt. Wie sich die fünfjährigen Mittel der Höhen von Sturmfluten, deren Windstau in Cuxhaven im Verlaufe der Sturmtide (also nicht unbedingt um Thw!) 2 m überschritt, in der Elbe entwickelten, zeigt Tab. 11. Dabei wird zum einen deutlich, daß die Anzahl von Ereignissen dieser Art

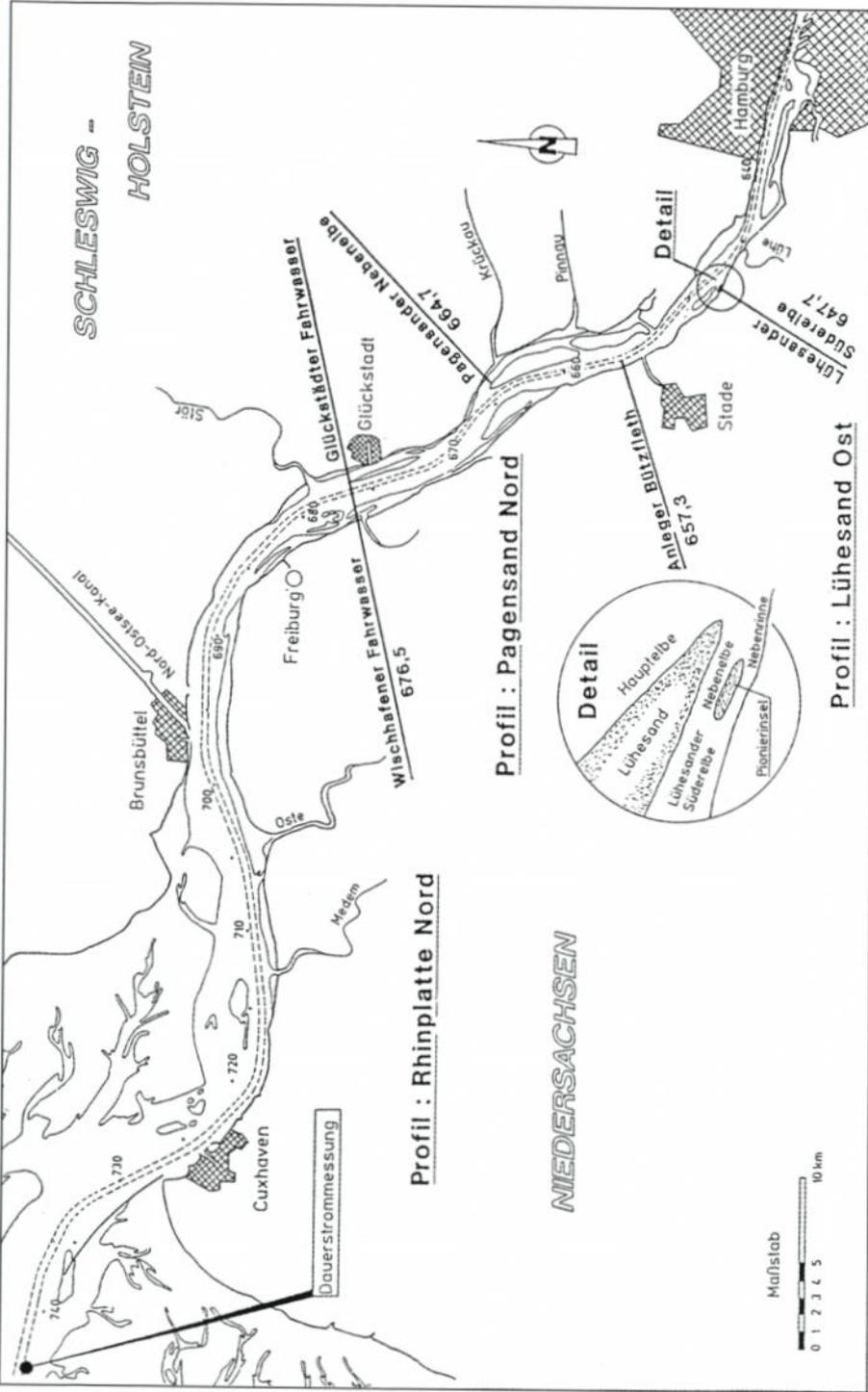


Abb. 26: Lage der Strömungsmeßprofile in den Nebenrinnen (nach BUND-LÄNDER-AG)

# Mittlerer Flutstrom in Nebeneiben (nach Bund-Länder-AG)

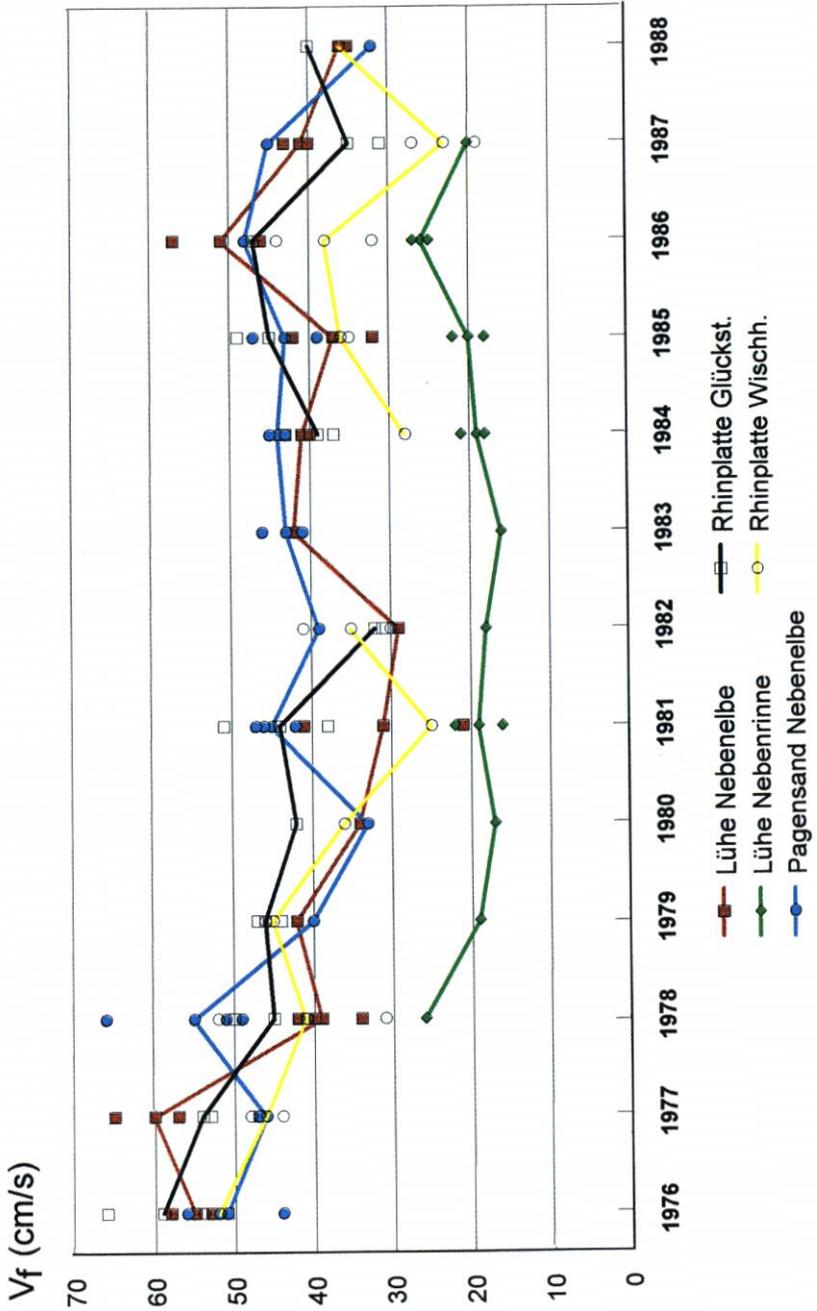


Abb. 27

# Mittlerer Ebbestrom in Nebeneiben (nach Bund-Länder-AG)

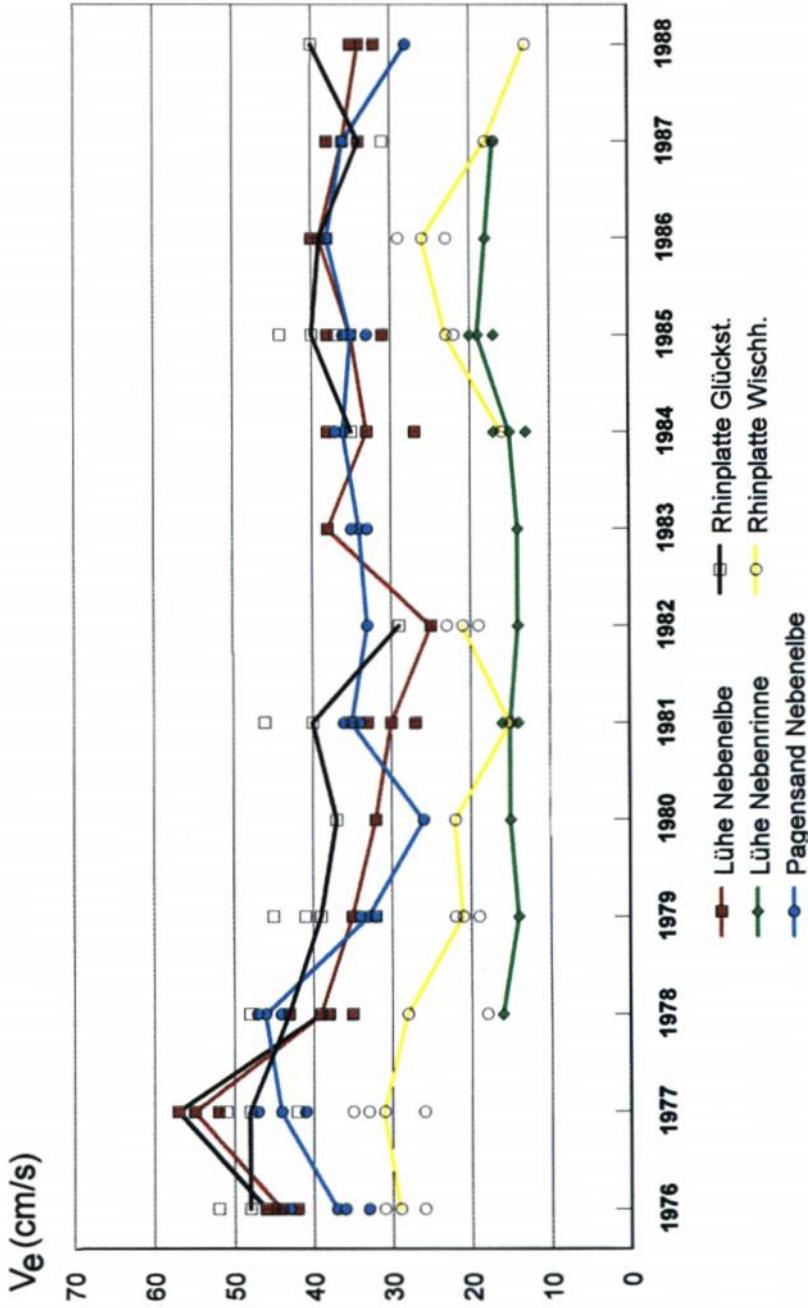


Abb. 28

innerhalb von fünf Jahren schon an der Mündung der Elbe zweimal sprunghaft zugenommen hat: Anfang der 60er und Anfang der 80er Jahre. Die Grafik auf Abb. 29 scheint zum anderen anzudeuten, daß zwischen 1951 und 1980 ein Anstieg der mittleren Höhen in Cuxhaven vorhanden war. Die gesamte dargestellte Reihe zeigt dann allerdings keinen Trend mehr für Cuxhaven. Auch die Hamburger Mittel sind seit über 20 Jahren etwa konstant. Das Mittel 1976–80 zeigt für alle betrachteten Pegel das Maximum.

Tab. 11: Anzahl und mittlere Höhen von Sturmfluten mit Windstau in Cuxhaven über 2 m

Zeitraum	Anzahl	Mittel der Höhen in cm NN – 5 m				
		Cuxhaven	Brunsbüttel	Stadersand	Hamburg	Zollenspieker
1951–55	10	828	836	852	875	886
1956–60	8	794	803	808	834	853
1961–65	18	805	818	832	858	879
1966–70	19	785	796	805	837	863
1971–75	19	834	836	860	898	920
1976–80	15	849	861	899	938	965
1981–85	31	807	822	858	900	928
1986–90	24	811	832	873	911	937
1991–95	30	817	825	872	915	942

Die Höhen- und Zeitdifferenzen für die rd. 100 km auseinanderliegenden Orte Hamburg und Cuxhaven auf der folgenden Tabelle bestätigen, daß neben der Zunahme der Sturmflutereignisse in den letzten Jahrzehnten zugleich eine Höhendifferenz-Zunahme und eine Änderung der HThw-Eintrittszeitdifferenzen zu verzeichnen sind. Ab Mitte der 1960er Jahre treten vornehmlich solche Sturmfluten auf, deren „Laufzeiten“ absolut und gegen die Jahresmittel wesentlich kürzer sind. Dabei geht allerdings die große Streuung der Einzelwerte (Abb. 30 und 31) unter.

Tab. 12: Fünfjährige Mittel von Sturmfluten, deren Windstau in Cuxhaven 2 m überschritt; Höhen- und Zeitdifferenzen in der Elbe

Zeitraum	Anzahl	Hmb. St.Pauli-Cuxhaven	
		$\Delta H$ (cm)	$\Delta T$ (h)
1951/55	10	47	4:25
1956/60	8	40	4:25
1961/65	18	54	4:13
1966/70	19	53	3:59
1971/75	19	64	3:53
1976/80	15	89	3:22
1981/85	31	92	3:26
1986/90	24	100	3:21
1991/95	30	98	3:29

### 3.5 Tidewasserstände Nebenflüsse

#### 3.5.1 Ilmenau

Die das Geschehen in diesem Nebenfluß anregende Tide der Elbe entwickelte am Pegel Zollenspieker über die letzten 45 Jahre einen MThw-Anstieg sowie einen MTnw-Abfall, wobei Schwankungen des Oberwasserzuflusses der Elbe sehr deutlich werden (Abb. 12 und 13).

**Fünfjährige Mittel der Sturmfluthöhen in Cuxhaven und Hamburg - St. Pauli  
(Alle Ereignisse mit einem Windstau über 2 m in Cuxhaven)**

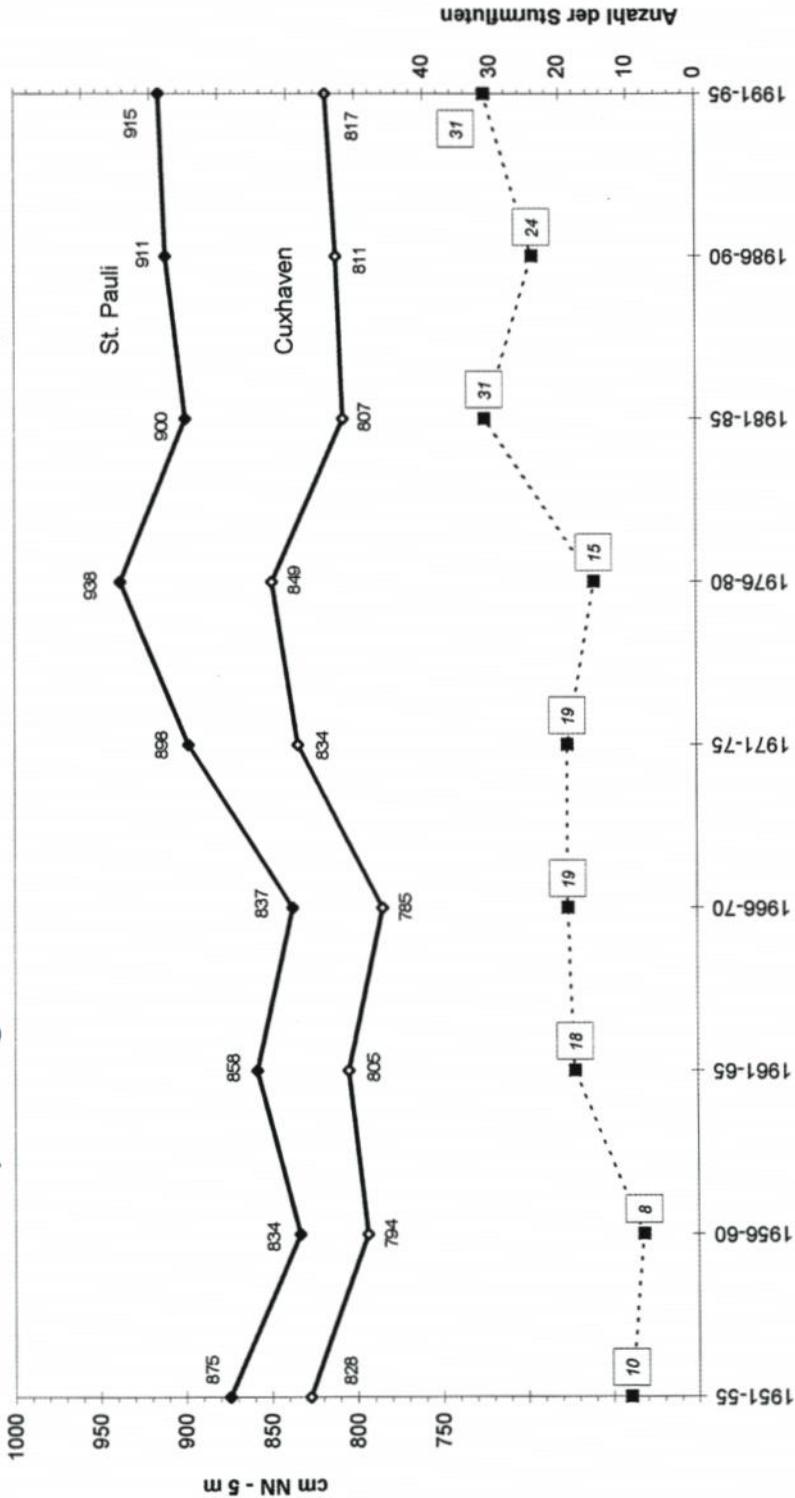


Abb. 29

HThw - Höhendifferenzen zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1900

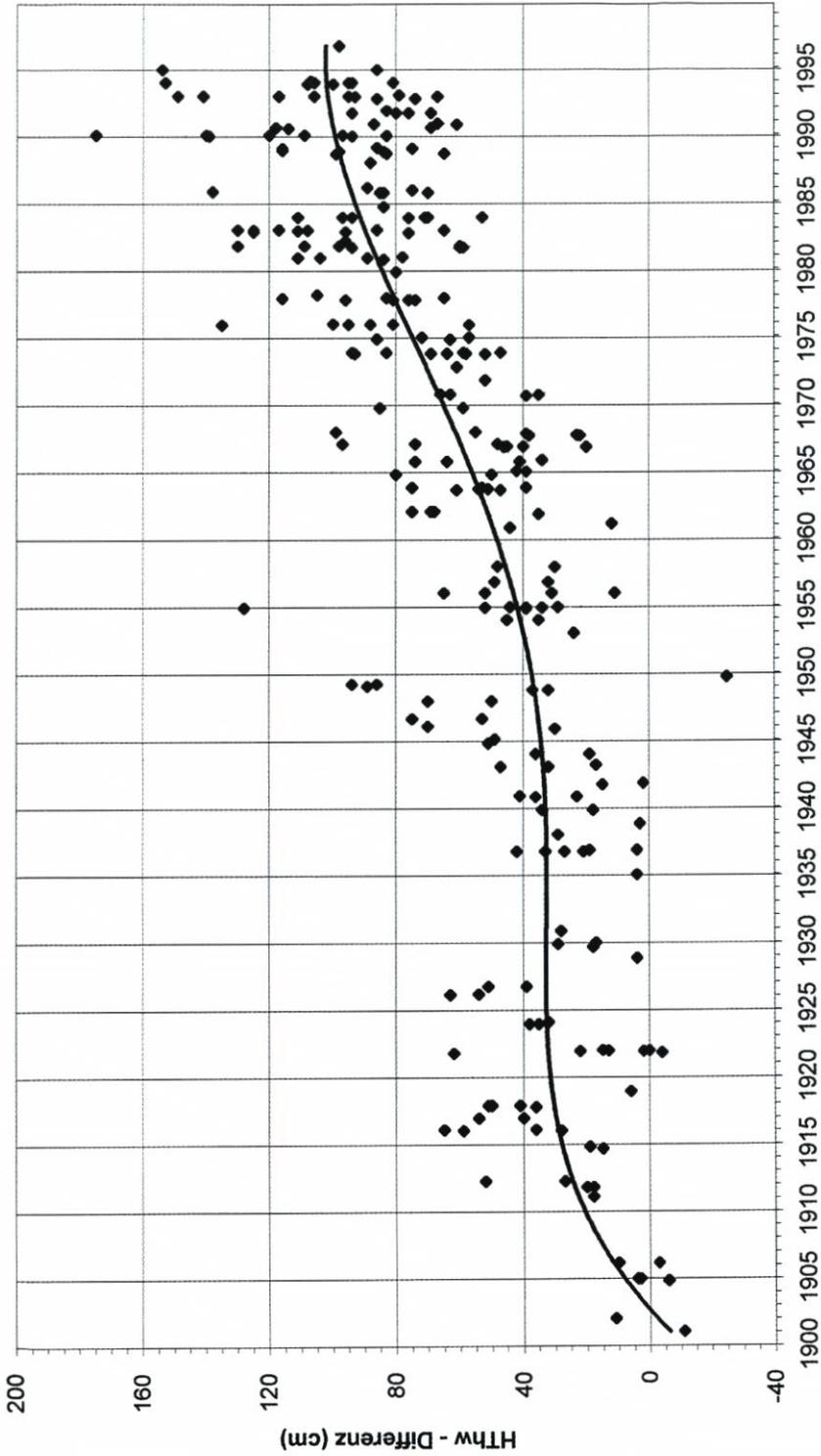


Abb. 30

HThw - Zeitdifferenzen zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1900

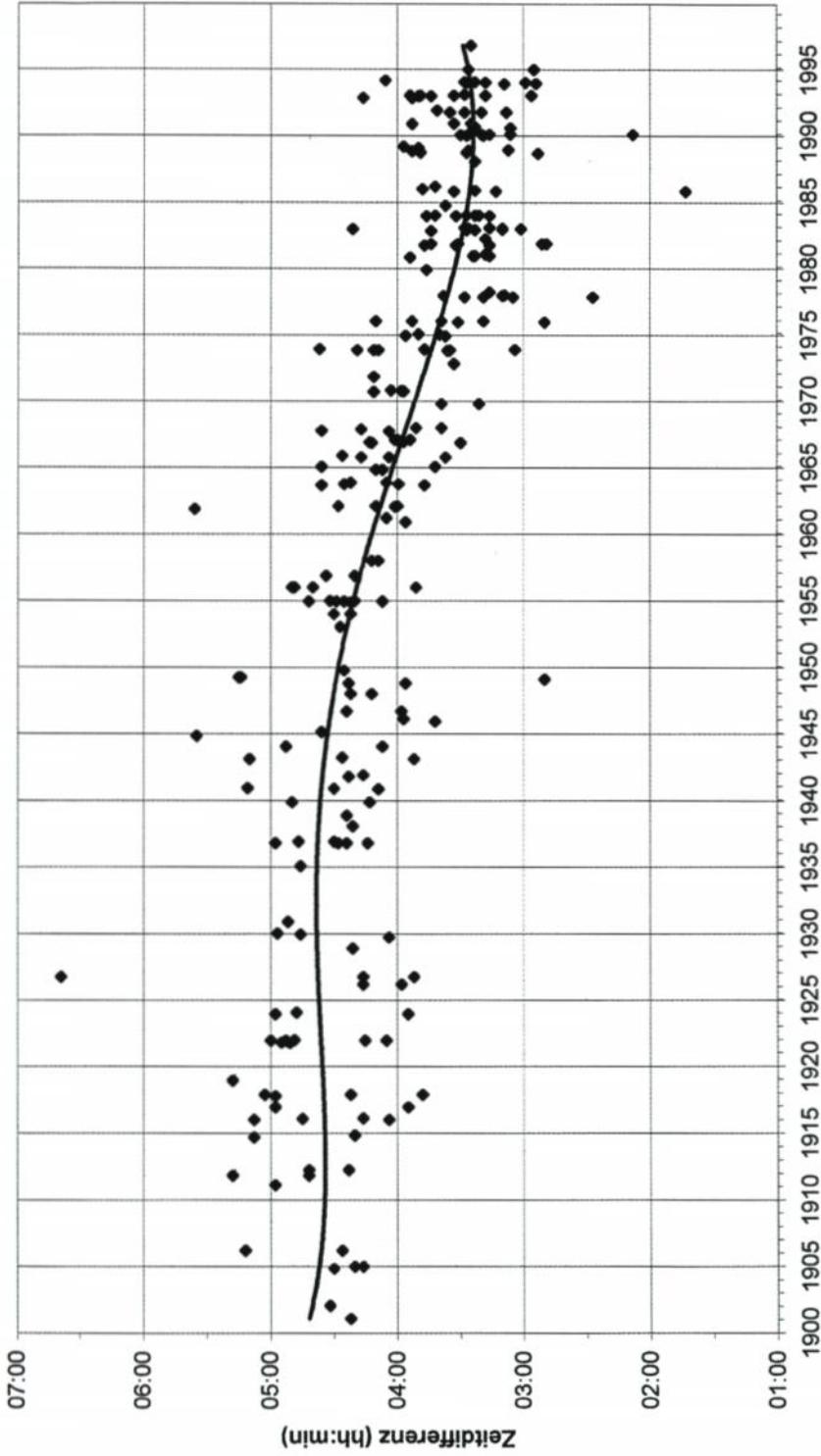


Abb. 31

Es zeigt sich, daß eine Wertung vor allem des Tnw-Trends nicht ohne Diskussion der  $Q_0$ -Entwicklung möglich ist. Die regionalen Eingriffe haben ihre Spuren hinterlassen, wobei die Wirkung der Errichtung des Ilmenau-Sperrwerkes untergeht. Bemerkenswert ist eine Verharrung der MThw in der Elbe auf etwa 740 cm NN – 5 m nach der letzten Vertiefung.

Die Jahreswerte am Sperrwerkspegel sind praktisch identisch mit denen am 0,5 km entfernten Pegel Zollenspieker. Interessant ist nunmehr, wie sich die Tide und ihre Variationen in die Ilmenau fortpflanzen (Abb. 32 und 33). Die Aussagen der drei unvollständigen Ilmenau-Meßreihen lassen für die allgemeine Entwicklung seit 1950 folgende Schlüsse zu:

- Das MThw ist in der Elbe von etwa 700 auf etwa 740 cm NN – 5 m angestiegen. Diese Entwicklung ist – allerdings in abgeschwächter Form – bis nach Fahrenholz zu beobachten; als Ergebnis zeigen sich seit etwa 1975 im gesamten Nebenfluß gleich hohe MThw wie in der Elbe;
- Das MTnw in der Elbe schwankte bis 1970 um etwa 540 cm NN – 5 m, in Stöckte um 580 und in Fahrenholz um 630 cm NN – 5 m. Seit 1980 traten Höhen zwischen 450 und 550 cm NN – 5 m in der Elbe wie am Sperrwerk auf, bei Fahrenholz rd. 1 m höher und weniger schwankend. Die starke Reibung in dem schmalen und flachen Nebenfluß verhindert hier offensichtlich einen Tnw-Abfall wie in der Elbe.
- Der MThb (als Maß für den Energieeintrag) hat sich wie folgt entwickelt: In der Elbe ist eine Erhöhung von 1,5 m (1950) auf 1,8 m (um 1970) und dann weiter auf 2,5 m (um 1990) zu verzeichnen. Ungefähr der gleiche letztere Wert war um 1990 auch am Sperrwerk festzustellen. Am Pegel Stöckte betrug der Tidehub um 1950 etwa 1,3 m und blieb bis um 1970 weitgehend auf diesem Niveau. In Fahrenholz ist ein Anstieg von 0,8 m (um 1950) auf rd. 1,0 m (um 1970) zu verzeichnen, was wegen unveränderter Werte im unterstromigen Stöckte nebenflußspezifisch sein muß. Um 1990 beträgt der Tidehub hier etwa 1,5 m.

Die Ergebnisse lassen sich hinsichtlich der geschätzten Dämpfung der Variationen der elbseitigen Randwerte wie auf Tab. 13 zusammenfassen. Die gegenüber den MThw stärkere Dämpfung der MTnw-Variationen geht auf die dann sehr geringen Wassertiefen zurück; hier ist die Topographie dominant. Flußspezifische Entwicklungen zeigt oben auch der MThb-Vergleich zwischen Stöckte und Fahrenholz. Folglich liegt zwischen diesen beiden Orten der „Wirkungswechselpunkt“, d. h. die Grenze zwischen der Dominanz von Elbe und Ilmenau. Auf diese Punkte wird deswegen in den weiteren Betrachtungen hingewiesen, weil sie ein wichtiges nebenflußspezifisches Charakteristikum darstellen.

Tab. 13: Dämpfung der Variationen der MThw und MTnw der Elbe in der Ilmenau

Pegel	km oberhalb der Mündung	Dämpfung der Variationen der Randwerte in % (geschätzt)			
		Jahresmittel		langfristiger Trend	
		MThw	MTnw	MThw	MTnw
Sperrwerk	0,5	0	0	0	0
Stöckte	2,0	0	20	0	20
Fahrenholz	9,7	10	30	20	50

### 3.5.2 Seeve

Die Seeve ist seit 1966 durch ein Siel dem Tideeinfluß entzogen. Gleichwohl wirkt sich das Tidegeschehen der Elbe zu bestimmten Tidephasen in einem kleinen Umfang auf den untersten Teil der Seeve aus. Mehrfache Beobachtungen der Wasserstandsverhältnisse in der

Ilmenau: MThw seit 1950

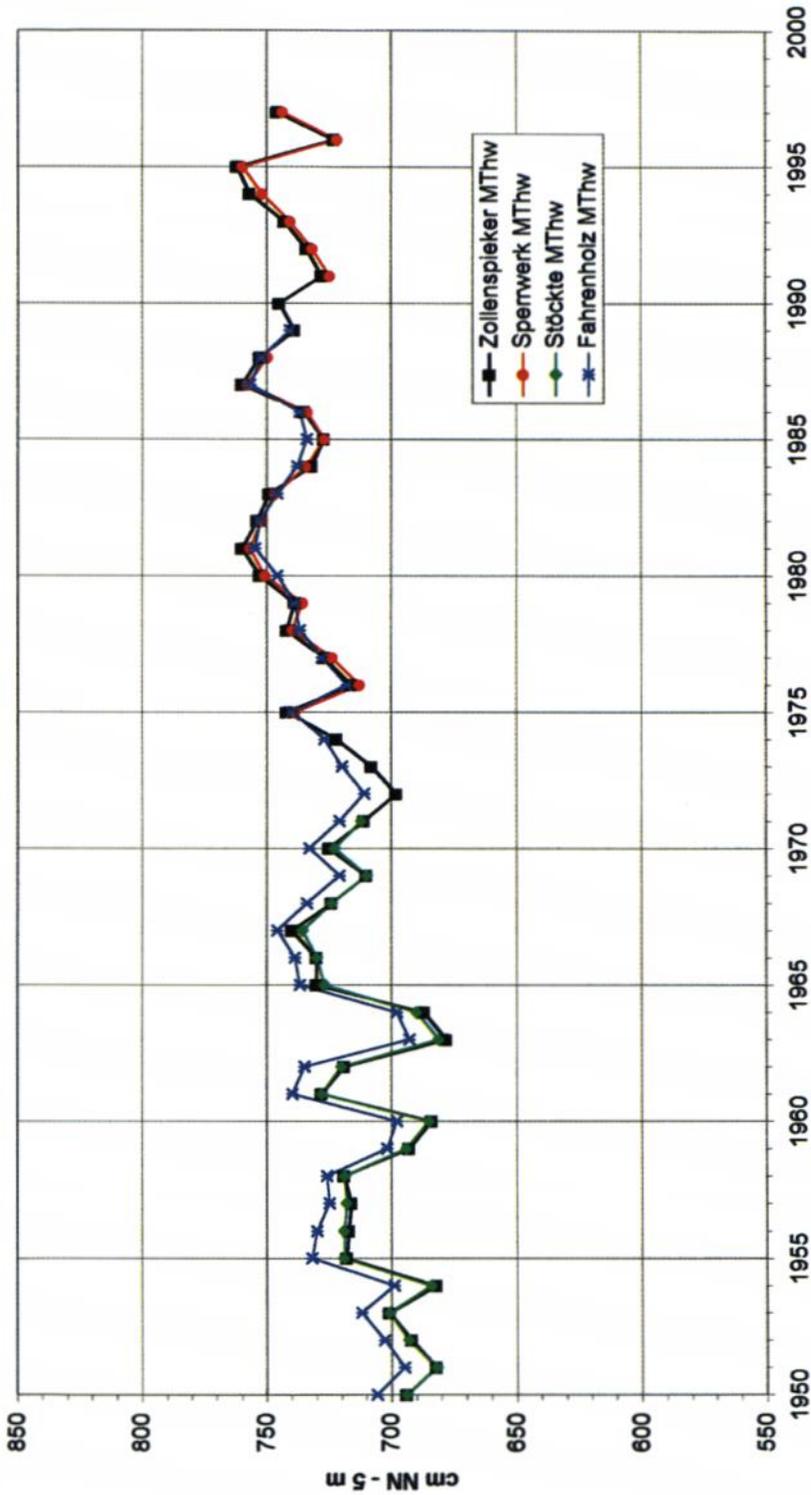


Abb. 32

Ilmenau: MTnw seit 1950

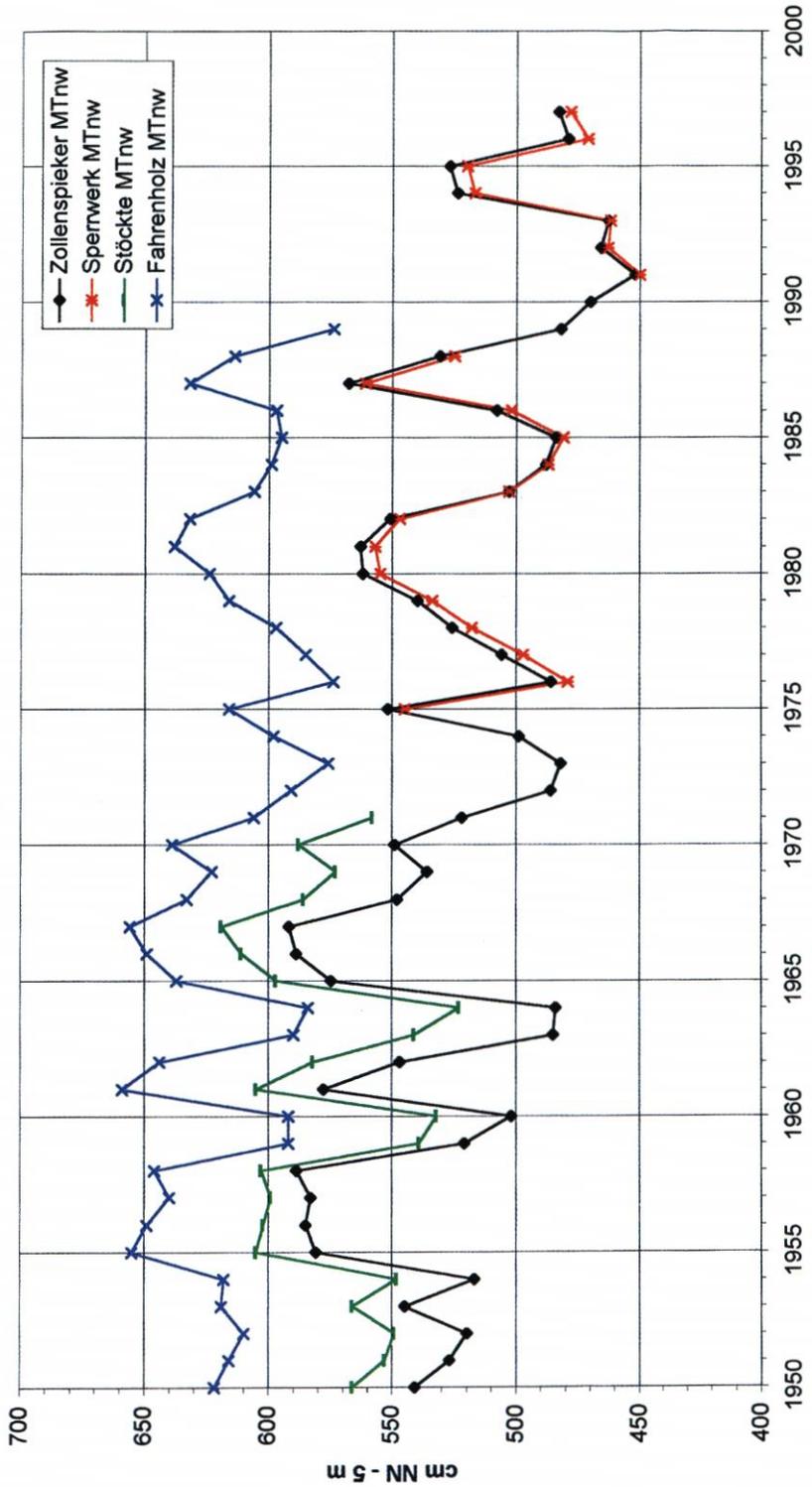


Abb. 33

unteren Seeve, die im Laufe des gewässerkundlichen Jahres 1996 vorgenommen wurden, ergeben folgendes Bild: Nach dem Eintritt des Niedrigwassers in der Elbe (also vor dem Siel) läuft etwa 30 Minuten lang Wasser durch die dann noch nicht vollständig geschlossenen Sieltore in die untere Seeve ein. Die dadurch bedingte Wasserspiegelauslenkung kann dort maximal rd. 0,5 m erreichen. Während dieser Zeit strömt das Wasser mit etwa 0,1 m/s seeveaufwärts. An der Straßenbrücke rd. 2 km oberhalb des Sieles sind – bei einer Breite des Flusses von 5 m und einer Tiefe von 0,5 m – keinerlei Wasserstandsschwankungen mehr feststellbar. Durch den Rückstau am Siel wird zeitweise Seeve-Oberwasser in den Mühlenbach, rund 1 km oberhalb des Sieles, geleitet.

Der Wirkungswechsellpunkt zwischen dominierendem Elbe- bzw. Seeve-Einfluß muß somit unmittelbar oberhalb des Sieles liegen.

### 3.5.3 Este

Die Tiderandwerte am Pegel Blankenese (Abb. 16 u. 17) sind praktisch identisch mit denen am Pegel Cranz und haben sich markant in dem Zeitraum von Mitte der 1960er bis Ende der 1970er Jahre verändert, danach sind sie – berücksichtigt man die Einflüsse des schwankenden Oberwasserzuflusses – stabil geblieben. Die MThw erhöhten sich um rd. 3 dm, während die MTnw um etwa 5 dm absanken. Die Absperrung der Alten Süderelbe und die Fertigstellung des Sperrwerkes als singuläre Ereignisse werden an den Jahresmitteln nicht deutlich. Die Wasserstände im Nebenfluß reagierten wie folgt (Abb. 34):

- Das MThw ist in der Elbe seit 1950 von etwa 660 auf etwa 690 cm NN – 5 m angestiegen, bei Buxtehude allerdings lediglich von 660 auf etwa 680 cm NN – 5 m.
- Das MTnw fiel in der Elbe in dieser Zeit von ca. 420 auf rd. 370 cm NN – 5 m, aber nur von etwa 480 auf etwa 470 cm NN – 5 m in Buxtehude, somit also stark durch die geringen Wassertiefen in der Este gedämpft.
- Der MThb entwickelte sich bei Cranz von 2,4 m (um 1950) auf 2,7 m (um 1970), um dann bis 1990 auf 3,2 m anzusteigen. In Buxtehude war dagegen von 1950 bis 1970 keine nennenswerte Änderung des MThb von 1,8 m zu beobachten. Bis 1990 stieg er hier dann auf 2,1 m an.

Am Pegel Buxtehude (12 km oberhalb der Mündung) treten sowohl die Variationen als auch die generellen Trends durch die Topographie dieses kleinen Nebenflusses deutlich gedämpft auf: Während erstere bei den Jahresmitteln sowohl der MThw als auch der MTnw um etwa 40 % gedämpft werden, sind es in bezug auf den langfristigen Trend beim MThw 50 % und beim MTnw etwa 70 %.

Das Thw tritt in Buxtehude 55 bis 60 min. später als in Cranz ein, das Tnw 1:20 h bis 1:30 h später, und zwar seit 1950 praktisch unverändert. Damit sind also auch Flut- und Ebbedauer gleich lang geblieben.

Der Wirkungswechsellpunkt, der die Grenze zwischen dem Elbe- und dem Estebeeinflußten Flußabschnitt markiert, kann in seiner Lage nur grob geschätzt werden. Vermutlich liegt er 6 bis 8 km oberhalb der Mündung.

### 3.5.4 Lüh e

Die Tiderandwerte bei Lühort (Abb. 16 u. 17) sind außer von den Fahrrinnenvertiefungen durch Sandentnahmen, insbesondere für die Deichbaumaßnahmen auf der gegen-

**Este: MThw und MTnw seit 1950**

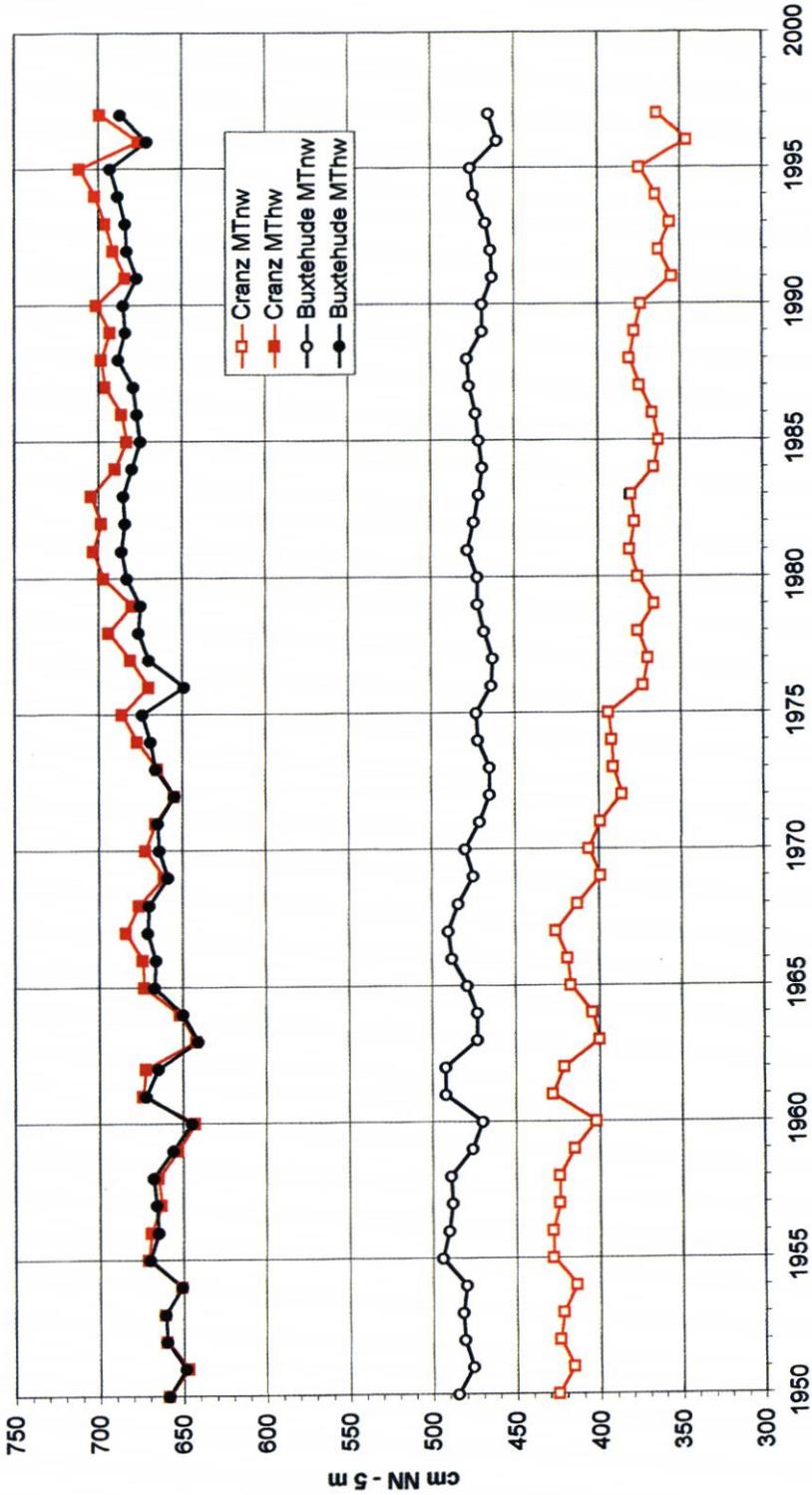


Abb. 34

überliegenden Seite der Elbe in den 1970er Jahren, geprägt. So blieben die MThw und MTnw von 1950 bis etwa 1970 und seit etwa 1980 auf konstanten mittleren Höhen. Der Bau des heutigen Lühesperrwerkes hatte auf die mittleren Wasserstände in der Elbe ohnehin keinen Einfluß, aber auch nicht auf die der Lühe, da der Fluß bereits vorher kurz oberhalb der Mündung abgesperrt war. So sind folgende Veränderungen zu verzeichnen (Abb. 35):

- Die MThw haben sich in den letzten knapp 50 Jahren in der Elbe von etwa 650 auf etwa 680 cm NN - 5 m verändert, in der oberen Lühe von etwa 635 auf etwa 660 cm NN - 5 m, also durch die Topographie leicht gedämpft.
- Die MTnw fielen in der Elbe von etwa 400 auf etwa 370, in der oberen Lühe verharren sie auf etwa 530 cm NN - 5 m;
- Entsprechend änderte sich der MThb in der Elbe von etwa 2,5 m (1950) über etwa 2,6 m (1970) auf etwa 3,1 m (1990). In Horneburg dagegen nahm der MThb der Lühe nur von rd. 1,0 m (1950 bis 1970) auf rd. 1,3 m (1990) zu.

Die Variationen am einzigen Tidepegel Horneburg (12,5 km oberhalb der Mündung) zeigen folgende Dämpfungen (geschätzt):

Jahresmittel:	MThw: 40 %	MTnw: 40 %
langfristiger Trend:	MThw: 40 %	MTnw: 100 %

Der scheinbare Widerspruch bei der MTnw-Dämpfung ist wie folgt zu erklären: Da die Lühe in Horneburg nur noch rd. 1,3 m tief ist, kann sie schon aus hydraulischen Gründen die MTnw-Absenkung an der Mündung (45 cm in 45 Jahren) nicht „mitmachen“. Dominierend sind hier Topographie und Rauheit der Gewässersohle. Die Variationen der Jahresmittel dagegen sind kleiner und werden auch durch eigene Abflüsse hervorgerufen. Dies ist damit belegbar, daß die MTnw-Ganglinien bei Lühort und Horneburg nicht immer gleichsinnig verlaufen. Der Wirkungswechsellpunkt muß hier also unterhalb von Horneburg angenommen werden, wahrscheinlich liegt er - ähnlich wie in der Este - 6 bis 8 km oberhalb der Mündung.

Allerdings haben sich die Eintrittszeiten in diesem Fluß verändert: Die Thw traten um 1950 in Horneburg rd. 1:15 h nach Lühort ein, heute dagegen rd. 10 min später. Bei den Tnw haben sich die Differenzen von rd. 2:15 h auf 2:30 h verlängert. Hier hat also die Tnw-Absenkung im Unterlauf zu einer Zunahme der Rauheit geführt.  $T_F$  und  $T_E$  haben sich dabei kaum verändert.

### 3.5.5 Schwin ge

Da der einzige Fluß-Tidepegel in Stade (4 km stromauf gelegen) 1977 aufgegeben wurde, sind aktuelle Veränderungen der hydrologischen Verhältnisse für die Schwin ge nicht im ausreichenden Maße feststellbar. Der Vergleich bis 1976 mit den Daten des Mündungspegels Stadersand (Abb. 16 u. 17) zeigt im MThw praktisch keine Dämpfung, im MTnw 10 bis 20 % bei den Jahreswerten, etwas weniger beim langfristigen Trend.

### 3.5.6 Pinna u

Es ist für die hier vorgenommenen Betrachtungen etwas unglücklich, daß der Elbe-Referenzpegel Grauerort (Abb. 16 u. 17) auf der gegenüberliegenden Flußseite liegt. Der Vergleich mit der kurzen Zeitreihe am Sperrwerk (Abb. 36 u. 37) zeigt aber doch schon eine gewisse Dämpfung durch die enge Flußmündung an, allerdings ist die dortige Meßreihe zu kurz für genauere Aussagen.

Lühe: MThw und MTnw seit 1950

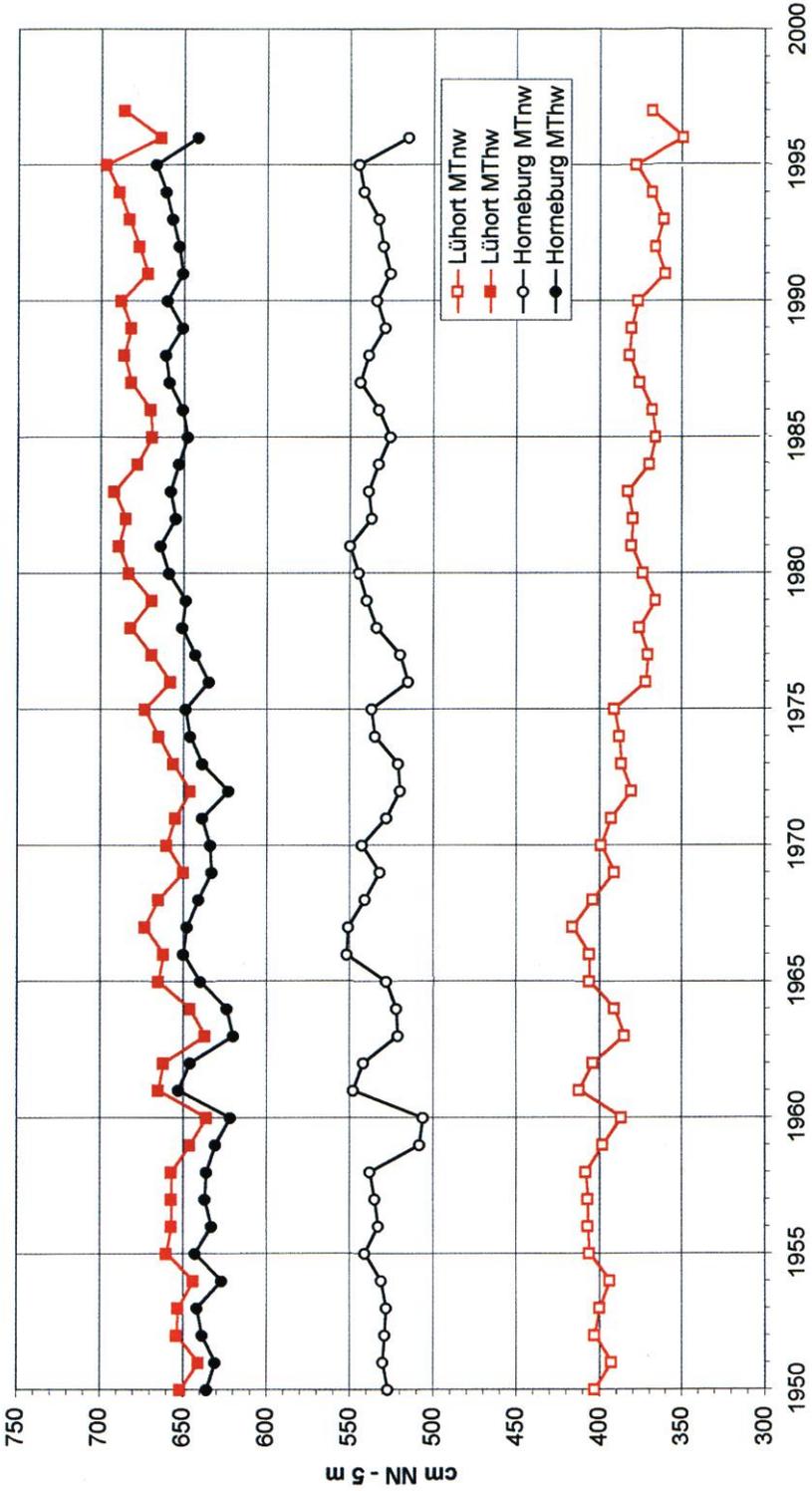


Abb. 35

**Pinnau: MThw seit 1950**

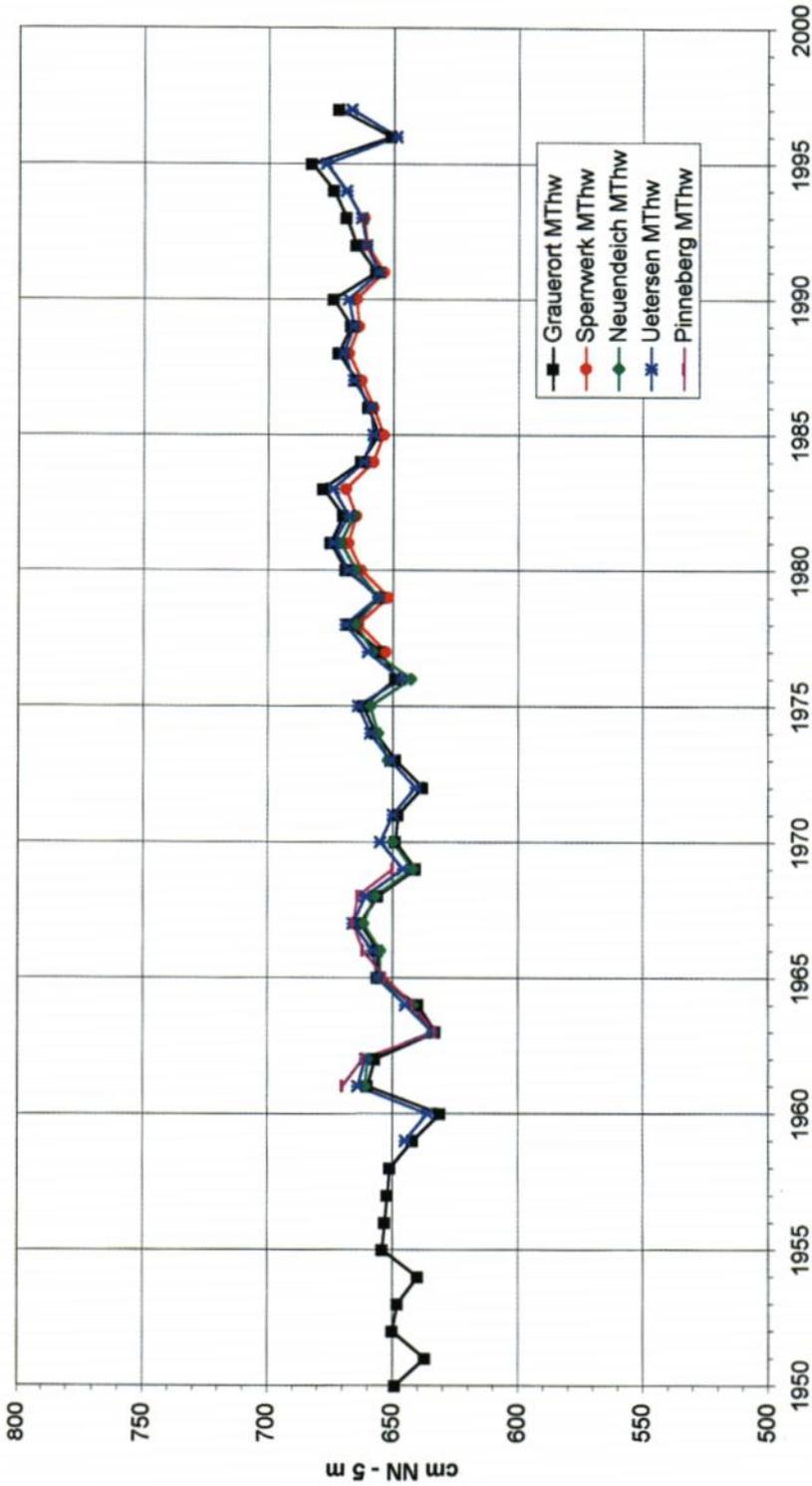


Abb. 36

**Pinnau: MTnw seit 1950**

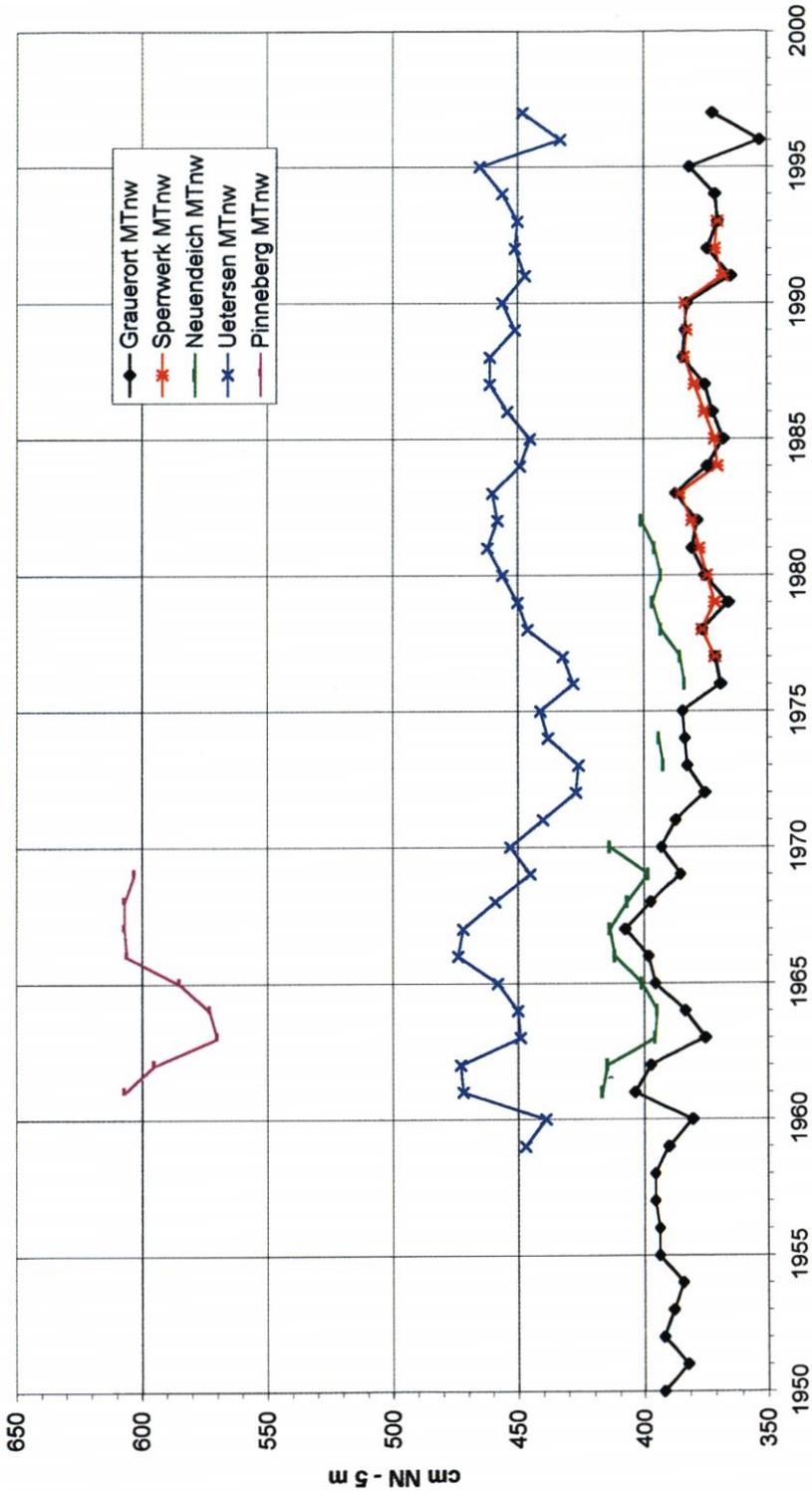


Abb. 37

Beeinflusst sind die Randwerte durch die Fahrrinnenvertiefungen, durch Sandentnahmen für Aufspülungen bei Stade und für Deichbaumaßnahmen an beiden Ufern (Bützflether Sand, Krautsand, Seestermüher Marsch), dagegen praktisch nicht durch die (kleinen) Sperrwerke vor Pinnau, Krückau und Schwinge. Zusammengefaßt läßt sich die Wasserstandsentwicklung folgendermaßen skizzieren:

- Das MThw (Abb. 36) hielt sich in der Elbe von 1950 bis um 1970 etwa auf 645, nach 1980 etwa auf 665 cm NN – 5 m. Die teilweise leider unvollständigen Datenreihen der Pinnaupegel lassen erkennen, daß die MThw am Sperrwerk ab den 1970er Jahren um einen recht konstanten Wert 660 cm NN-5 m schwankten, während in Neuendeich und Uetersen ein Anstieg in den 1970er Jahren zu verzeichnen war. Die Dämpfung im Nebenfluß wird dadurch deutlich, daß dessen Wasserstände früher über denen der Elbe lagen und heute darunter bleiben;
- Das MTnw (Abb. 37) fiel in der Elbe von etwa 390 (bis 1970) auf etwa 375 cm NN – 5 m (nach 1980) ab. Das langjährige MTnw-Niveau von 375 cm NN – 5 m zeigt sich auch am Sperrwerk. In Uetersen hielt sich das MTnw dagegen im gesamten Aufzeichnungszeitraum auf etwa 450 cm NN – 5 m, machte also die Absenkung des Wasserstandes der Elbe nicht mit. Die sehr lückenhaften Daten des Pegels Neuendeich deuten an, daß dies hier wohl auch nur abgeschwächt geschah.
- Der MThb entwickelte sich demnach wie folgt: In der Elbe (und am Sperrwerk) betrug er bis 1970 rund 2,6 m, um dann bis zu Beginn der 90er Jahre auf etwa 2,9 m anzusteigen. In Uetersen ist von den 70er bis zu den 90er Jahren ein Anstieg von etwa 2,0 m auf 2,15 m zu registrieren.

Die Dämpfungen der Variationen der Jahresmittel der Scheitelwasserstände stellt sich wie folgt dar (Schätzwerte):

Tab. 14: Dämpfung der Variationen der MThw und MTnw der Elbe in der Pinnau

Pegel	km oberhalb der Mündung	Dämpfung der Variationen der Randwerte in % (geschätzt)			
		Jahresmittel		langfristiger Trend	
		MThw	MTnw	MThw	MTnw
Sperrwerk	1	10	20	0	0
Neuendeich	3,7	(10)	(20)	(0)	(0)
Uetersen	9,7	20	30	0	100
Pinneberg	19,2		Meßreihe zu kurz		

Die Eintrittszeiten der Thw und Tnw haben sich in der Pinnau seit 1950 nicht verändert: Die Thw brauchen vom Sperrwerk bis Neuendeich rd. 10 min, bis Uetersen 30 bis 40 min und bis Pinneberg eine weitere Stunde. Die Tnw erreichen Neuendeich nach etwa 25 min, Uetersen nach etwa 1:10 h und Pinneberg nach weiteren 2:20 h.

Der Wirkungswechsellpunkt ist in der Gegend von Uetersen zu suchen. Wasserstände und Abflüsse oberhalb der Tidegrenze liegen – allerdings nur für einen recht kurzen Zeitraum – für den Pegel Renzel, den untersten tidefreien Pegel der Pinnau, vor.

### 3.5.7 Krückau

Die einleitenden Bemerkungen für die Pinnau in Kapitel 3.5.6 gelten gleichermaßen für die Krückau. Der Referenzpegel Kollmar (Abb. 16 u. 17) allerdings liegt auf der rechten Elb-

seite wie der Nebenfluß. Die Datenlage für die Krückau ist insgesamt noch schlechter als für die Pinnau (Abb. 38), zumal für den Pegel Elmshorn keine Niedrigwasserdaten vorliegen.

- Kennzeichnend für das MThw (Abb. 38) ist ein Anstieg in der Elbe um knapp 1,5 dm von Mitte bis Ende der 70er Jahre. Vorher schwankten die Werte um 645 cm NN – 5 m, während das mittlere Niveau danach bei 660 cm NN – 5 m lag. Diese Entwicklung wurde am Pegel Elmshorn fast vollständig mitvollzogen.
- In bezug auf das MTnw ist bei der Krückau lediglich ein Absink am Referenzpegel Kollmar um 1 bis 1,5 dm festzustellen, der in den 70er Jahren auftrat. Inwiefern sich diese Entwicklung im Nebenfluß ausgewirkt hat, läßt sich wegen fehlender Daten nicht sagen. Nach den Erkenntnissen bei den anderen Nebenflüssen ist aber anzunehmen, daß eine Wirkung auf die MTnw etwa 5 bis 10 km oberhalb der Mündung endet.

Die aufgrund der ungünstigen Datenlage nur grob geschätzten Dämpfungen der Wasserstände in der Krückau stellen sich wie folgt dar:

Tab. 15: Dämpfung der Variationen der MThw und MTnw der Elbe in der Krückau

Pegel	km oberhalb der Mündung	Dämpfung der Variationen der Randwerte in % (geschätzt)			
		Jahresmittel		langfristiger Trend	
		MThw	MTnw	MThw	MTnw
Sperrwerk	1	30	30	0	0
Elmshorn	11,5	30	–	50	–

Die Eintrittszeiten der Scheitel sind auch hier unverändert geblieben: Die Thw treten in Elmshorn rd. 25 min später als beim Sperrwerk ein, die Tnw rd. 2 h später.

### 3.5.8 Stör

Die Randwerte dieses Nebenflusses, gemessen in Brokdorf (Abb. 18 u. 19), werden bzw. wurden außer durch astronomische und meteorologische Einflüsse durch die Fahrrinnenvertiefungen und die Baumaßnahmen, insbesondere auf Nordkehdingen und Krautsand, beeinflusst. Das Störsperrwerk selbst hat nur lokalen Einfluß. Die Einflüsse von Baumaßnahmen nach 1950 sind am Pegel Brokdorf ohnehin nur noch sehr klein: Die MThw schwanken in den ersten beiden Jahrzehnten um 640, ab 1980 um 650 cm NN – 5 m, die MTnw um 380 bzw. 375 cm NN – 5 m. Weiter stromauf, am Pegel Kasenort (Abb. 39 u. 40), zeigt sich eine ähnliche Entwicklung, nur im MThw in 1 dm höherer und im MTnw in 4 dm höherer Lage. Diese Veränderungen im Laufe der 1970er Jahre sind am Pegel Itzehoe bereits nicht mehr nachzuvollziehen. Weitere Einzelheiten:

- Das MThw (Abb. 39) liegt heute in der Elbe und die Stör bis Itzehoe hoch bei 650 cm NN – 5 m, von Breitenburg (660 cm NN – 5 m) über Grönhude (670 cm NN – 5 m) bis Rensing auf 700 cm NN – 5 m steigend.
- Das MTnw (Abb. 40) von rd. 375 cm NN – 5 m in der Elbe steigt flußauf ab Sperrwerk über Kasenort (415 cm NN – 5 m), Itzehoe (440 cm NN – 5 m) und Breitenburg (etwa 485 cm NN – 5 m) auf rd. 550 cm NN – 5 m bei Rensing an.
- Der MThb kann, wie das Beispiel Stör zeigt, in einigen Nebenflüssen nur streckenweise als Maß für den Energieeintrag verwendet werden. Die Entwicklung stellt sich wie folgt dar:

Krückkau: MThw seit 1950

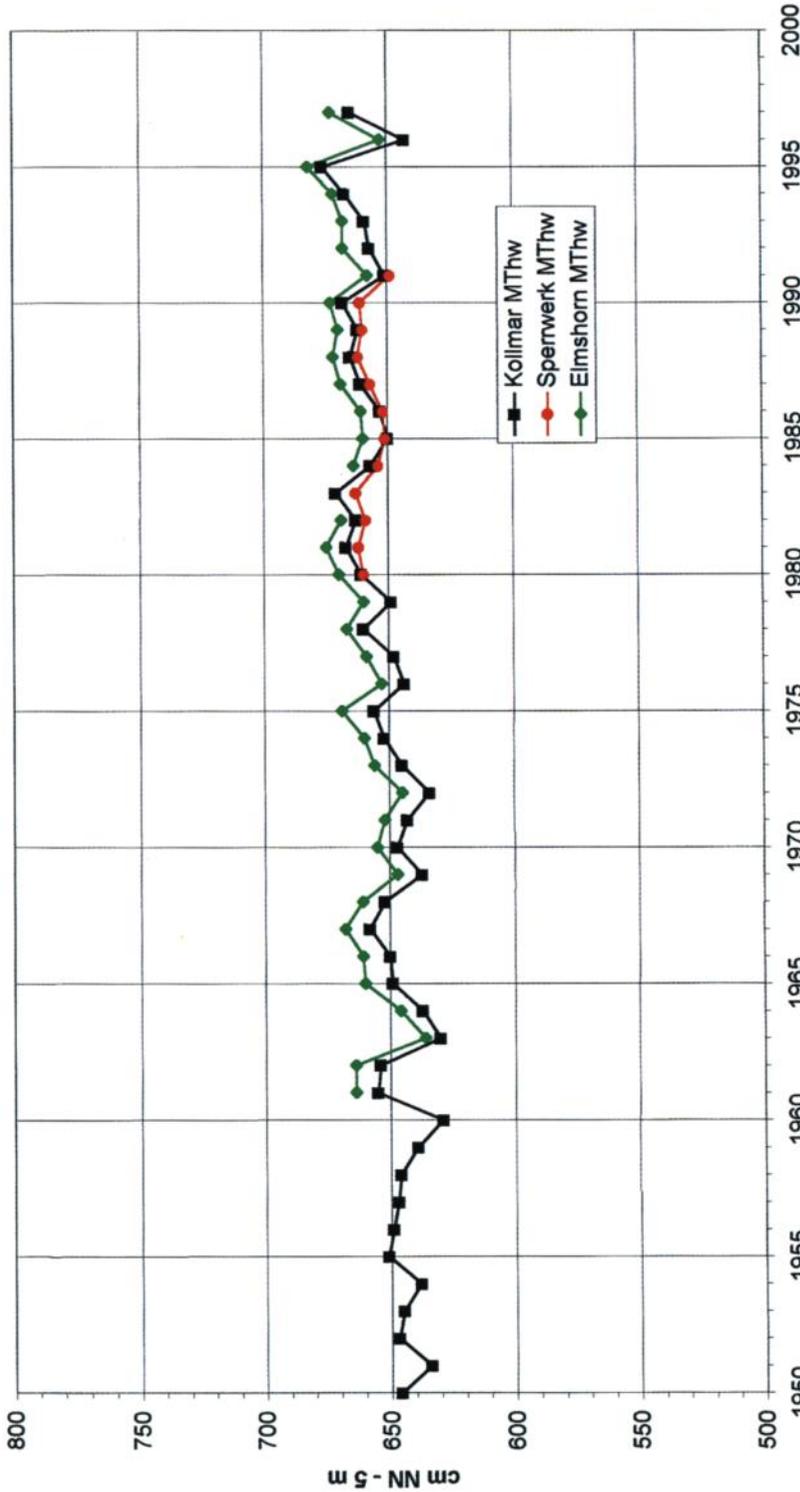


Abb. 38

**Stör: MThw seit 1950**

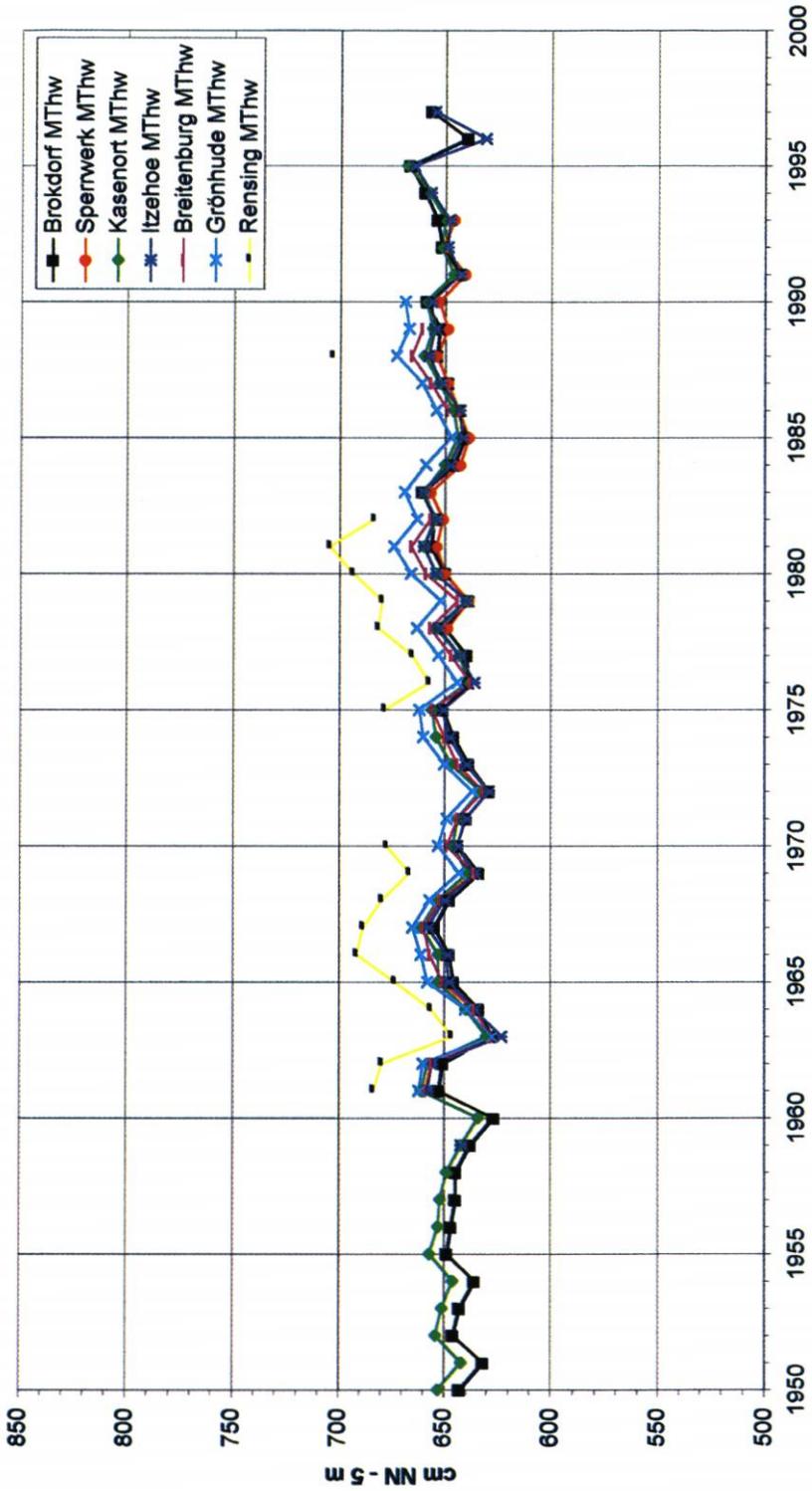


Abb. 39

Stör: MTnw seit 1950

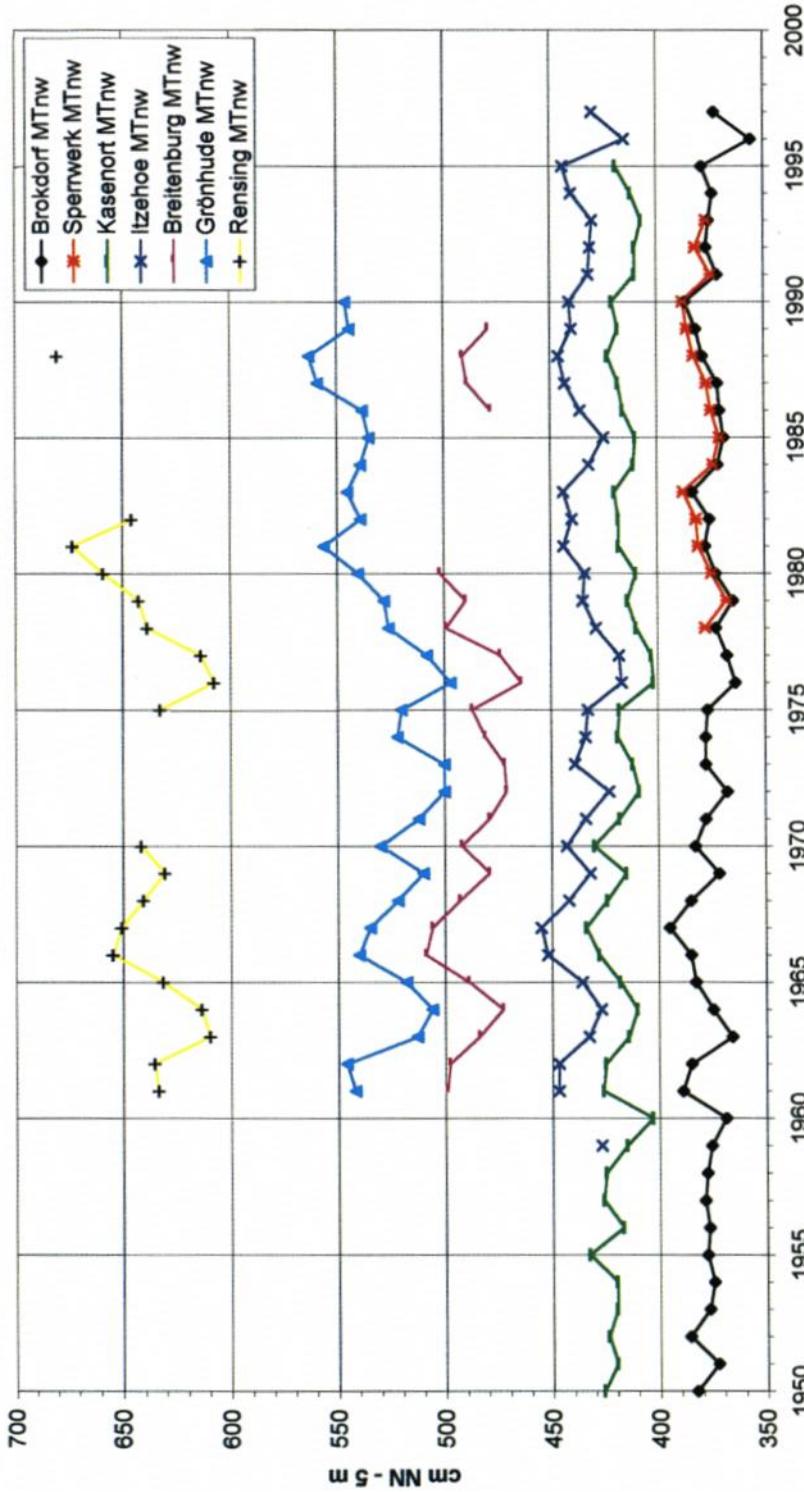


Abb. 40

Brokdorf: Von 2,6 m (um 1950) über 2,6 m (um 1970) auf rd. 2,75 m (um 1990) ansteigend.

Kasenort: Von 2,3 m (um 1950) über 2,35 m (um 1970) auf rd. 2,45 m (um 1990) ansteigend.

Itzehoe: Von rd. 2,0 m (um 1970) auf rd. 2,1 m (um 1990) ansteigend.

Weiter stromauf zeigt sich dann jedoch folgendes Bild:

Breitenburg: Von rd. 1,6 m (um 1970) auf rd. 1,8 m (um 1990) zunehmend.

Grönhude: Von rd. 1,3 m (um 1970) auf rd. 1,2 m (um 1990) abnehmend.

Die Dämpfung der Variationen ist aufgrund der Pegeldichte in der Stör recht gut flußaufwärts zu verfolgen:

Tab. 16: Dämpfung der Variationen der MThw und MTnw der Elbe in der Stör

Pegel	km oberhalb der Mündung	Dämpfung der Variationen der Randwerte in % (geschätzt)			
		Jahresmittel		langfristiger Trend	
		MThw	MTnw	MThw	MTnw
Sperrwerk	1	20	0	0	0
Kasenort	17,9	20	30	30	0
Itzehoe	26,8	20	1)	0	0
Breitenburg	39,5	2)	2)	0	100
Grönhude	46,3	2)	2)	0	100
Rensing	51,4	Datenlage zu unsicher			

1) Größere Variation als an der Mündung, z. T. durch lokale und  $Q_o$ -Effekte

2) Meßreihe unvollständig; sonst wie 1)

Die Differenzen der Scheiteleintrittszeiten stellen sich wie folgt dar:

Tab. 17: Eintrittszeit-Differenzen in der Stör seit 1950

Pegel	Differenzen in Stunden					
	Thw		Tnw			
	1950	1970	1990	1950	1970	1990
Sperrwerk	0	0	0	0	0	0
Itzehoe	0:50	1:25	1:05	1:35	2:05	1:45
Breitenburg	1:45	2:15	2:00	2:40	3:00	2:45
Grönhude	2:30	2:45	2:15	3:30	3:45	3:25

Die um 1970 gegenüber den Zeiten davor und danach längeren Laufzeiten können ohne Detailuntersuchungen nicht erklärt werden. Es zeigt sich allerdings, daß nach dem Vergleich mit den tidefreien Ganglinien in Willenscharen (unterster tidefreier Pegel) die Störspezifischen Einflüsse oberhalb von Itzehoe bestimmend sind und damit dort der Wirkungswechselfpunkt festzulegen ist.

### 3.5.9 O s t e

Die Tiderandwerte der Oste, gemessen am Pegel Osteriff (Abb. 18 u. 19), könnten außer von den astronomischen und meteorologischen Wirkungen durch Fahrrinnenvertiefungen

und Sandentnahmen für Eindeichungen (vor allem Nordkehdingen) und Aufspülung von Hafentflächen in Cuxhaven beeinflußt werden. Wie die Jahresmittel für die Randwerte am Pegel Osteriff zeigen, sind allerdings weder durch diese Baumaßnahmen noch durch den Bau des Sperrwerkes oder durch die starken morphologischen Veränderungen in der Ostemündung, die beide als lokale Ereignisse anzusehen sind, wesentliche Veränderungen in der Elbe aufgetreten. Abb. 41 u. 42 zeigen für die Oste:

- Das MThw ist in der Elbe und vor dem Sperrwerk von etwa 640 auf 655 cm NN – 5 m angestiegen; bereits in Oberndorf verharrt das MThw auf 640, ebenso in Osten, weiter stromauf zwischen 630 und 640 cm NN – 5 m.
- Das MTnw lag seit 1950 etwa konstant bei 370 in der Elbe und bei 380 cm NN – 5 m vor dem Sperrwerk; weiter stromauf herrschen ähnlich konstante Verhältnisse, wobei die MTnw-Höhenlage stromauf erwartungsgemäß steigt.
- Der MThb hat sich entsprechend kaum verändert und nimmt heute von der Elbe (2,85 m) über Belum (2,75 m) bis zum obersten Tidepegel Bremervörde auf etwa 1,2 m ab.

Hinsichtlich der Variationen der Jahreswerte in der Elbe und ihrer Entwicklung in die Oste hinein können folgende Schätzwerte angegeben werden:

Tab. 18: Dämpfung der Variationen der MThw und MTnw der Elbe in der Oste

Pegel	km oberhalb der Mündung	Dämpfung der Variationen der Randwerte in % (geschätzt)			
		Jahresmittel		langfristiger Trend	
		MThw	MTnw	MThw	MTnw
Belum	3,5	0	30	0	100
Oberndorf	17,7	20	40	100	100
Osten	25,8	1)	50	100	100
Hechthausen und weiter stromauf	42,3	1)	2)	100	100

1) Variationen größer als bei Oberndorf, also Oste-spezifisch dominiert

2) Variationen größer als bei Osten, also Oste-spezifisch dominiert

Die Wasserstands-Eintrittszeiten in der Oste haben sich wie folgt entwickelt:

Tab. 19: Eintrittszeit-Differenzen in der Oste seit 1950

Pegel	Differenzen in Stunden					
	Thw		Tnw			
	1950	1970	1990	1950	1970	1990
Belum	0	0	0	0	0	0
Osten	1:05	1:00	1:05	1:40	1:30	1:35
Hechthausen	1:50	1:55	2:00	2:30	2:40	2:45
Niederochtenhausen	3:15	3:15	3:20	4:00	4:10	4:10
Bremervörde	4:00	3:55	3:55	4:55	5:00	5:05

Damit ist die zeitliche Tideentwicklung in der Oste praktisch gleich geblieben.

Der Vergleich mit den Abflüssen bei Rockstedt, dem untersten tidefreien Pegel der Oste, deutet auf einen Wirkungswechsellpunkt zwischen Oberndorf und Belum hin (siehe hierzu auch Kap. 4.9 u. Abb. 57).

**Oste: MThw seit 1950**

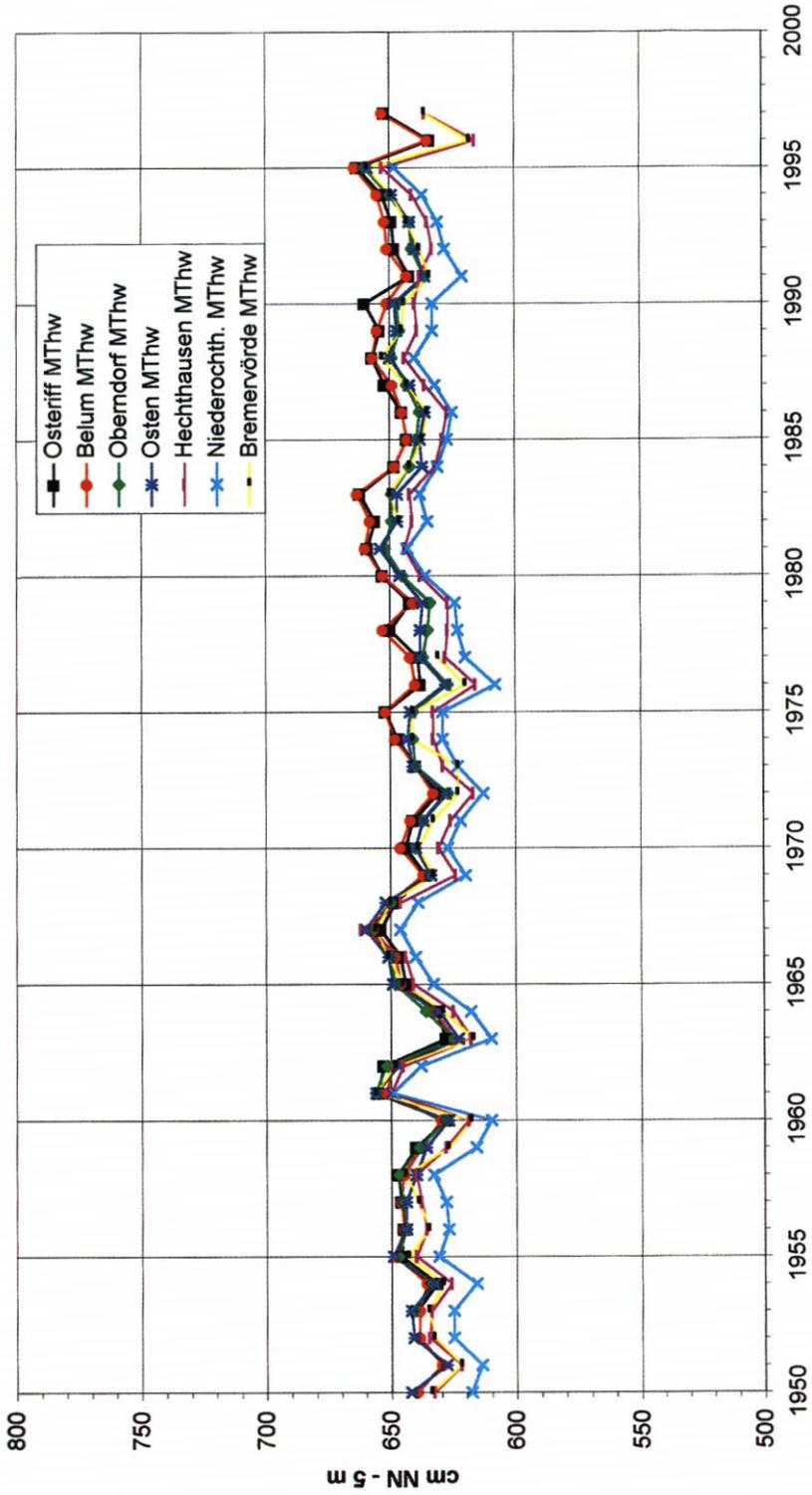


Abb. 41

Oste: MTnw seit 1950

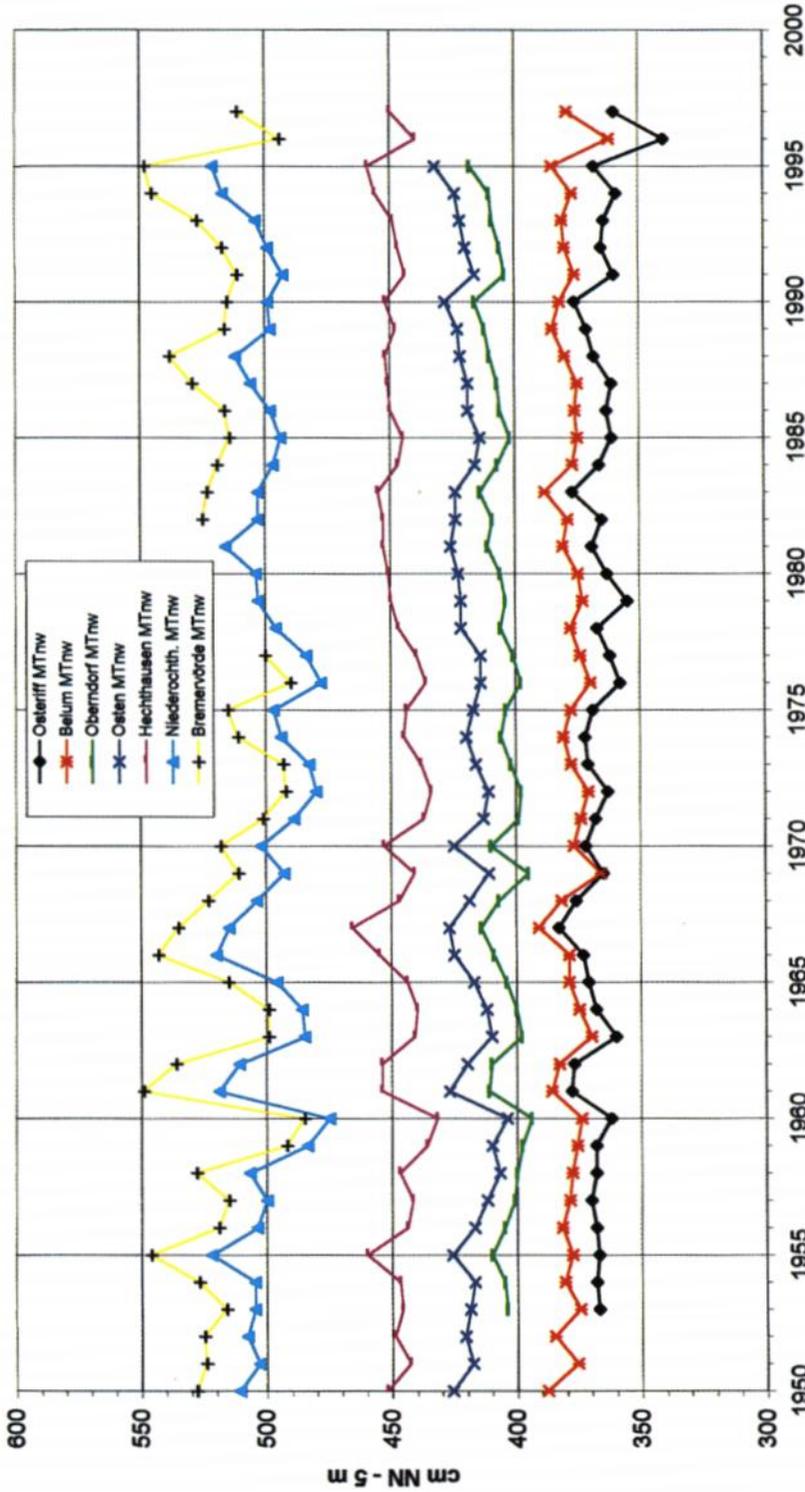


Abb. 42

#### 4. Ursachen für die Veränderungen in der Elbe von 1950 bis 1997

##### 4.1 Eingriffe in die Rinne der Elbe

Die in diesem Zusammenhang behandelten *regionalen* Eingriffe betreffen große Streckenabschnitte der Elbe, teilweise (wie bei Fahrrinnenvertiefungen) sogar den gesamten Bereich der Unterelbe, und wirken daher großräumig. Eingriffe in dem hier verwendeten Sinne sind (Tab. 20):

- die Fahrrinnenvertiefungen der Unterelbe einschl. damit verbundener Aufspülmaßnahmen seit 1950 sowie
- die Sandentnahmen für die großen Vordeichungen und Aufspülungen (Vorländer, Hafentflächen), die in Etappen jeweils über Jahre längere Strecken der Elbe betrafen und zu Querschnittserweiterungen führten.

Tab. 20: Übersicht über Fahrrinnenvertiefungen der Unterelbe sowie größere Sandentnahmen aus der Unterelbe nach 1950

Maßnahme	Zeitraum
Fahrrinnenvertiefung von KN – 10 m auf KN – 11 m	1957 bis 1962
Fahrrinnenvertiefung von KN – 11 m auf KN – 12 m	1964 bis 1969
Fahrrinnenvertiefung von KN – 12 m auf KN – 13,5 m KN	1974 bis 1978
Sandentnahmen für folgende Eindeichungen	
Geesthacht bis Billwerder Bucht	1966 bis 1973
Harburg bis zur Este	1962 bis 1967
Hahnöfer Sand, Seestermüher Marsch, Bützflether Sand	1962 bis 1976
Haseldorfer Marsch	1975/76
Krautsand	1975 bis 1978
Nordkehdingen	1967 bis 1976

Als *lokale* Eingriffe werden hier dagegen die Absperrungen der Nebenflüsse sowie kleinere Deichbaumaßnahmen definiert, da sie nur eine räumlich eng begrenzte Wirkung haben. Lokale Eingriffe werden in Kap. 3.5 bei der Vorstellung der Nebenflüsse jeweils separat angegeben.

Um den Einfluß allein der Veränderungen in der Rinne auf das Tidegeschehen festzustellen, müssen andere mögliche bzw. wahrscheinliche Einflüsse eliminiert oder aber berücksichtigt werden. So hat es verschiedene Ansätze gegeben, von denen drei im folgenden herangezogen werden sollen, und zwar

- die überschlägige Berechnung nach Unterlagen von HENSEN (1955),
- die Modelluntersuchungen, die bei SIEFERT u. HAVNØ (1989) zusammengestellt wurden, und
- die Analysen beim Strom- und Hafentbau unter Berücksichtigung des  $Q_0$ -Einflusses (SIEFERT, 1992).

Jeder dieser Ansätze geht von einer anderen Datenbasis aus und führt dann auch zu etwas anderen Aussagen, die sich aber untereinander in keinem Falle widersprechen.

Zuvor jedoch ist über Tab. 20 hinaus zu dokumentieren, was seit 1950 im Bereich der tiefen Elberinne an künstlichen, aber auch an natürlichen Veränderungen stattfand: In den

hier beleuchteten Jahrzehnten ist zur Gewährleistung von Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt auf der Elbe deren Fahrrinne mehrfach ausgebaut worden. Dabei wurden

- die garantierten (Mindest-)Tiefen vergrößert,
- die Rinnen verbreitert,
- Kurven abgeflacht und begradigt,
- durch Strombauwerke der Strom auf die Hauptrinne konzentriert,
- Reeden angelegt,
- Stromliegeplätze neben der Fahrrinne geschaffen,
- Sände aufgespült.

Die Entwicklung wird dennoch meist nur stark vereinfacht als Veränderung der Fahrrinntiefen dargestellt. Unter Berücksichtigung der Verschiebungen des Kartennull zum Normalnull (KN – NN) erreichten zudem die Vertiefungen der Fahrrinne nach 1950, ausgehend von 10 m unter KN, auf der Hamburger Delegationsstrecke tatsächlich größere Beträge:

Vertiefung auf m unter KN (offizielle Bezeichnung)	Veränderung zur alten Sollsohle	
	relativ (KN)	absolut (NN)
11,0	1,0	1,0
12,0	1,0	1,1
13,5*	2,0	2,2

\* planfestgestellt für die Delegationsstrecke: 14,0 m KN

Statt scheinbarer 3,5 m waren es hier also 4,3 m. Auf der Bundesstrecke bis nach See wurde die Fahrrinne nominell vertieft, wie auf Tab. 20 angeführt. Allerdings wurde der 13,5-m-Ausbau – wie planfestgestellt – bis 1984 durch den sog. Feinausbau um weitere 1 bis 2 dm vertieft. Zwischenzeitliche KN-Verschiebungen führten letztlich dazu, daß dieser Elbeabschnitt seit 1950 um 4,3 m (unterhalb Hamburgs) bis 3,5 m (nach See) vertieft, außerdem verbreitert und durch Entnahme für Deichbau- und Aufspülungsmaßnahmen aufgeweitet wurde. Der Abschnitt von Hamburg bis Geesthacht wurde ebenfalls tiefer: Von etwa 4 m auf etwa 5 bis 6 m unter KN, ohne daß sich dies irgendwo deutlich dokumentiert findet.

Nach den Zusammenstellungen von FÜHRBÖTER/PARTENSKY (1982), KEIL (1985) und BERNHARD et al. (1995) sowie Unterlagen des Strom- und Hafenbau kann die von 1950 bis 1995 dem Regime entzogene Bodenmenge wie folgt abgeschätzt werden:

– Entnahme bis 1973	rd. 25 Mio. m <sup>3</sup>
– Entnahme Bundesstrecke 1974 bis 1995	rd. 65 Mio. m <sup>3</sup>
– Entnahme Delegationsstrecke bis 1995	<u>rd. 30 Mio. m<sup>3</sup></u>
– Insgesamt:	rd. 120 Mio. m <sup>3</sup>

Hinzu kommt die Steigerung der jährlichen Unterhaltungsbaggermenge um rd. 12 Mio. m<sup>3</sup>, die ebenfalls hydraulisch wirkt, weil das Material ständig „aus dem Wege geräumt wird“. Damit mußte die Tide reagieren auf künstliche Veränderungen von rd. 130 Mio. m<sup>3</sup>.

In dieser Zeit wurden die Deichlinien vorverlegt und im Hamburger Hafen Umstrukturierungen vorgenommen (Abnahme der wasserseitigen Hafentflächen um rd. 85 ha). Im inneren Ästuarbereich, insbesondere zwischen Brokdorf und Krautsand, erhöhten

sich die Watten, und zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven lagerten sich der Medemsand, die Medemrinne und der Medemgrund um. Letzteres Thema wird in Kap. 4.7 gesondert behandelt.

#### 4.1.1 Einflüsse aus Fahrrinnenbaggerungen und Hamburger Hafenflächen auf den Thb in Hamburg

Zur Berechnung wird auf Darstellungen von HENSEN (1955) zurückgegriffen, die u. a. ROHDE (1971) zitiert. Danach läßt sich die Wirkung von Veränderungen von Hafenflächen und Baggermengen auf den Tidehub in Hamburg über die Entwicklung von 1880 bis 1915 sehr einfach berechnen. Dabei seien die Funktionen

$x$  [cm/V] = Wirkung von Baggermengen auf den Thb St. Pauli

$y$  [cm/F] = Wirkung von Hafenerweiterungen in Hamburg auf den Thb St. Pauli

Beide Wirkungen sind hinsichtlich der Thb-Entwicklung gegeneinander gerichtet. So werden über die Zeiträume 1880–1900 (27 Mio. m<sup>3</sup> gebaggert, Hafenwasserflächen + 250 ha, Thb + 5 cm) und 1900–15 (80 Mio. m<sup>3</sup> gebaggert, Hafenwasserflächen + 540 ha, Thb + 20 cm)  $x$  und  $y$  bestimmt zu:

$x = 4,5$  cm Thb-Erhöhung je 10 Mio. m<sup>3</sup> Baggerung\*

$y = 3$  cm Thb-Abnahme je 100 ha wassers. Hafenflächenzunahme

In derselben zitierten Arbeit schätzt HENSEN die Thb-Zunahme in Hamburg durch eine Vertiefung von 10 auf 11,5 m unter KN auf 5 cm, ermittelt über die Querschnittserweiterung. Geht man von obigem Zusammenhang aus, so hätten gut 10 Mio. m<sup>3</sup> gebaggert werden müssen. Das ist durchaus realistisch.

Daß die Ansätze nach Daten um 1900 auch heute noch anwendbar sind, haben die Untersuchungen des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE und der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU zum Projekt „Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe“ gezeigt: Bei einer geplanten Baggermenge um 25 Mio. m<sup>3</sup> wurde eine Thb-Vergrößerung von 11 cm für St. Pauli ermittelt.

Überschlägt man die Wirkung der für Deiche und Hafenflächen entnommenen Sandmengen zu rd. 50 Mio. m<sup>3</sup>, so erhält man eine Thb-Erhöhung von gut 20 cm durch diese Maßnahmen, ein Wert, der bisher nie ermittelt oder abgeschätzt wurde und immer unter dem Titel „Wirkung der Fahrrinnen-Vertiefung“ subsumiert wurde.

Erfahrungsgemäß wie auch nach den o.g. Modellrechnungen kann eine Thb-Veränderung so aufgeteilt werden, daß

$$\Delta Thw = + \frac{1}{3} \Delta Thb$$

$$\Delta Tnw = - \frac{2}{3} \Delta Thb$$

werden.

---

\* Hierunter können nur die Mengen verstanden werden, die dem Flußregime dauerhaft oder langfristig entzogen werden, also nicht die jährlichen Unterhaltungsmengen. Nur wenn sich diese ausbaubedingt erhöhen, ist die Differenz als zusätzliche Entnahme anzusehen.

#### 4.1.2 Einflüsse aus Querschnittserweiterungen auf die Thw und HThw

Durch Vergleichsrechnungen des Danish Hydraulic Institute mit Elbmodellen in den topographischen Zuständen von 1950 und 1980 wurden die folgenden Thw-Erhö- hungen ermittelt (SIEFERT u. HAVNØ, 1989). Da den Modellen Querschnitte als Parameter zugrunde lagen, kann bei diesem Ansatz nicht zwischen Fahrrinnen-Vertiefungen und Sandentnahmen für andere Zwecke unterschieden werden.

Tab. 21: MThw-Erhöhungen 1950 bis 1980 durch Querschnittserweiterungen

Ort	$\Delta$ MThw dm
Zollenspieker	+ 1,5 bis 2
Bunthaus	+ 1,5
Altenwerder	+ 2
Hmb.-St. Pauli	+ 2
Schulau	+ 1,5
Stadersand	+ 1
Kollmar	0
Brokdorf	- 0,5
Brunsbüttel	0

Da eigentlich nur Sturmfluten in den Modellen untersucht wurden, liegen Angaben zum Tnw nicht vor, können aber abgeschätzt werden:

Tnw - Absenkung etwa das doppelte Maß der Thw-Erhöhung (s.o.)

Zur Untersuchung des Einflusses von Fahrrinnen-Ausbauten in der Elbe auf die Höhe von Sturmflutschwellewasserständen fanden eine Reihe von Modellversuchen statt, allerdings alle mit unterschiedlichen Randbedingungen, so daß sie nur bedingt vergleichbar sind. Es gibt vor allem die Untersuchungen des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE bei SIEFERT u. HAVNØ (1989) für diese Vertiefungen einschließlich des 13,5-m-Ausbaues, also den Einfluß der topographischen Veränderungen unterhalb MTnw von 1950 bis 1980. Generell ergeben sich für mittelhohe bzw. hohe Sturmfluten folgende Entwicklungen durch die Vertiefungen um rd. 4 m und die zeitgleichen Verbreiterungen und Sandentnahmen als Durchschnittswert für unterschiedliche Sturmfluten:

Tab. 22: HThw-Veränderungen 1950 bis 1980 durch Querschnittserweiterungen

Pegel	Erhöhung in dm für	
	mittelhohe Sturmfluten	hohe Sturmfluten
Geesthacht UW		0,5 bis 1
Zollenspieker	1 bis 2	0,5 bis 1,5
Bunthaus	1 bis 2	0,5 bis 1,5
St. Pauli bis Schulau	1 bis 2	1 bis 1,5
Stadersand	0 bis 1,5	1 bis 1,5
Brokdorf	-1 bis +0,5	0 bis 1

Die Streuung der Ergebnisse ist bei den einzelnen Sturmflutabläufen recht groß. Die Veränderungen in der Fahrrinne wirken sich dergestalt aus, daß von Brunsbüttel bis Kollmar viele Sturmfluten niedriger auflaufen, da sich die Strömungsverhältnisse geändert haben. Etwa ab Stadersand werden die Sturmfluten generell erhöht, und zwar in stärkerem Maße im Raum Hamburg, aber auch noch deutlich in der oberen Tideelbe. Bei hohen Sturmfluten wird dennoch eine

Erhöhung von 3 bis 4 cm je Meter Vertiefung  
(einschl. der zeitgleichen Verbreiterungen und Sandentnahmen)

nirgends überschritten (Abb. 43). Das würde bei einer – nach verschiedenen Modelluntersuchungen durchaus zulässigen – linearen Interpolation bedeuten, daß die o.g. Vertiefungen von 1950 bis 1974 gut 2 m hohe Sturmfluten um 0,5 bis 1 dm erhöht haben, und zwar auf der gesamten hier betrachteten Strecke oberhalb von Stadersand. Zieht man zum Vergleich den gleichzeitigen MThw-Anstieg von rd. 1 dm heran, so paßt die Größe sehr gut.

Danach bleibt als Anteil aus den letzten Ausbauten um wiederum rd. 2 m (als Mittel über die Länge der Elbe) etwa ein gleicher Betrag, also

0,5 bis 1 dm HThw-Erhöhung durch 13,5-m-Ausbau einschließlich  
Verbreiterungen und Sandentnahmen für Deichbauten.

Ergänzend sei erwähnt, daß Modellrechnungen des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (u. a. im Rahmen der Voruntersuchungen zur aktuellen Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe) zeigen, daß Vertiefungen der Fahrrinne in einzelnen Abschnitten unterschiedlich stark auf die Tide- und Sturmflutverhältnisse wirken: Der größte Einfluß auf die Wasserstände im Raume Hamburg geht von Vertiefungen im Bereich Stadersand – Glückstadt aus (km 650 bis 680). Weiter unter- und oberhalb vorgenommene Vertiefungen verändern das Tidegeschehen vergleichsweise wenig. Insoweit sind Vertiefungen auf der Hamburger Delegationsstrecke nicht maßgebend für das Sturmflutgeschehen auf der Unter- und Außenelbe.

#### 4.1.3 Einflüsse der Fahrrinnen-Ausbauten auf die Jahres-MThw- und -MTnw-Differenzen zu Cuxhaven

Grundlage dieser Untersuchung zur Ermittlung bereinigter Differenzen ist eine Studie von 1992. Die Vorgehensweise wurde von SIEFERT u. JENSEN (1993) veröffentlicht, vom LEICHTWEISS-INSTITUT für die Ems erfolgreich angewendet und von FERK et al. (1996) genutzt.

Für eine genauere Analyse der Wasserstandsentwicklung in der Unterelbe selbst ist es dazu notwendig, nicht nur die „externen“ Einflüsse der Nordsee auf die Wasserstände in der Elbe zu eliminieren – was durch die Wahl des Mündungspegels geschieht –, sondern auch den Einfluß des Oberwasserzuflusses. Die mittleren jährlichen Oberwasserzuflusssmengen der Elbe schwanken bei einem Mittelwert von rund 700 m<sup>3</sup>/s erheblich zwischen etwa 400 und 1100 m<sup>3</sup>/s (Abb. 22). Der niedrigste Jahreswert wurde 1934 mit 357 m<sup>3</sup>/s erreicht, der bisher höchste Abfluß datiert aus dem Jahr 1941 und beträgt 1320 m<sup>3</sup>/s.

Über den Einfluß des Oberwassers auf die Tidewasserstände in der Unterelbe gibt es eine Reihe verschiedener Arbeiten, die aber nur bedingt miteinander vergleichbar sind, weil sie unterschiedliche Zielsetzungen haben und mit dementsprechenden Ansätzen vorgehen.

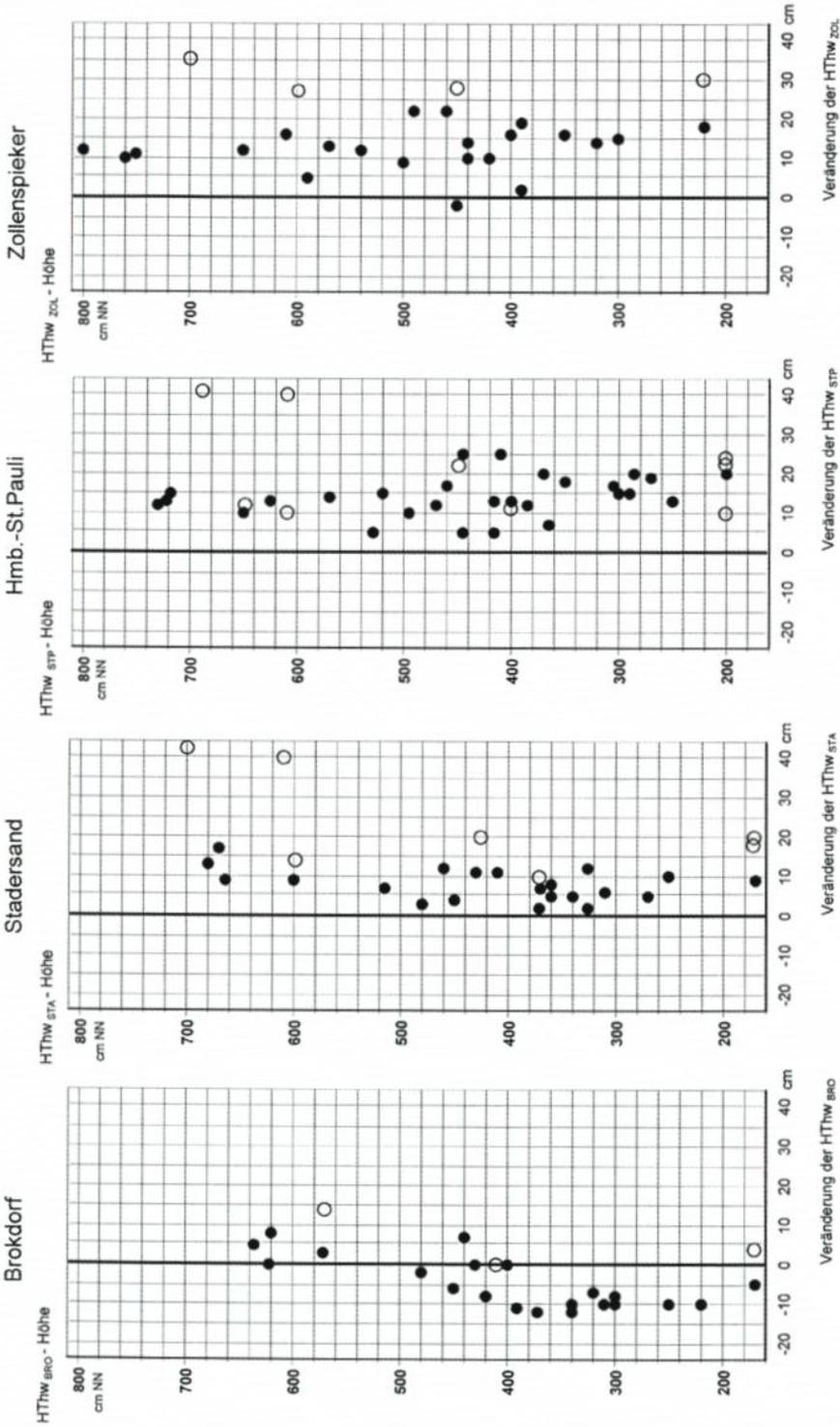


Abb. 43: Wirkung der Fahrrinnenvertiefungen und Sandentnahmen von 1950 bis 1977 auf die HThw-Höhen verschieden hoher Sturmfluten (nach SIEFERT u. HAVNØ, 1989); Punkte nach dhi, Kreise nach anderen Instituten

Die Korrektur der  $\Delta MT_{nw}$  nach SIEFERT (1992) – bezogen auf die Pegel St. Pauli (STP) und Cuxhaven (CUX) – läßt sich wie folgt zusammenfassen:

$$\Delta \Delta MT_{nw} = MT_{nw_{STP}} - MT_{nw_{CUX}} - (c_1 + c_2) \cdot (Q_o - MQ_o)$$

mit  $c_1 + c_2 = 0,05$

$c_1$  = Wirkung auf die Höhe des  $MT_{nw}$ ,  
um die die  $\Delta MT_{nw}$  variieren

$c_2$  = Variation der  $\Delta MT_{nw}$  mit  $Q_o$

Für detaillierte Betrachtungen (wie bei FERK et al. ab 1985) ist der unmittelbare Einfluß des Oberwasserzuflusses auf die  $MT_{nw}$  (nicht die  $\Delta MT_{nw}$ !) von Interesse. Diese Unterteilung weist darauf hin, daß mit wechselnden  $Q_o$  bestimmte Schwankungen auftreten, die je nach Abfluß auf unterschiedlichem Höhenniveau ablaufen. In der Literatur findet sich eine Reihe von Angaben über diesen Oberwassereinfluß  $c_1$  auf die Wasserstände der Unterelbe, wobei meist die Pegel im Hamburger Stromspaltungsgebiet herangezogen werden. Die aktuellste Arbeit zu dieser Thematik stammt von SIEFERT u. JENSEN (1993), die für die  $MT_{nw}$  am Pegel St. Pauli eine Erhöhung von 23 cm je 1000 m<sup>3</sup>/s Oberwasserzufluß ermittelten. Ein entsprechender Wert (24 cm/1000 m<sup>3</sup>/s) wurde auch mit Hilfe von Vergleichen über den Pegel Geesthacht bestimmt. Für die  $MT_{nw}$  der beiden Hamburger Pegel St. Pauli und Seemannshöft wird dementsprechend ein Korrekturfaktor ( $c_1$ ) von 25 cm pro 1000 m<sup>3</sup>/s herangezogen\*. Aus

$$\beta MT_{nw_{STP}} = MT_{nw_{STP}} - c_1 (Q_o - MQ_o)$$

mit  $c_1 = 0,025$

folgt somit:

$$\Delta \Delta MT_{nw} = \beta MT_{nw_{STP}} - MT_{nw_{CUX}} - c_2 (Q_o - MQ_o)$$

Der in letzterer Gleichung verbleibende Korrekturanteil erklärt sich dabei als Differenz zwischen den beiden  $Q_o$ -Wirkungen auf das  $T_{nw}$ . Es läßt sich indirekt folgern, daß  $c_1$  und  $c_2$  etwa gleich groß sind, weil deren Summe sich aus Vergleichen zu 0,05 ergibt (nähere Untersuchungen dazu bei FERK et al. [1996]).

Stromab von Hamburg werden die Korrekturfaktoren durch verstärkten Nordseeinfluß schrittweise kleiner. Unterhalb von Brokdorf wird keine Normierung um den Oberwassereinfluß mehr vorgenommen; bereits in Glückstadt und Brokdorf wäre sie verzichtbar, da sie die „Rohdaten“ des  $MT_{nw}$  maximal noch um 1 bis 2 cm verändert. Tab. 23 gibt einen Überblick über die herangezogenen Pegel und die dafür angesetzten Oberwasser-Korrekturfaktoren. Für die langfristigen Wasserstands*i f f e r e n z e n* zwischen St. Pauli und Cuxhaven ermittelte SIEFERT (1992) den Einfluß der mittleren jährlichen Oberwasserzuflußmenge ( $Q_o$ ) von

$$\begin{aligned} & 50 \text{ cm je } 1000 \text{ m}^3/\text{s } Q_o \text{ auf die } \Delta MT_{nw} \text{ (STP-CUX)} \\ & \text{sowie} \\ & 25 \text{ cm je } 1000 \text{ m}^3/\text{s } Q_o \text{ auf die } \Delta MThw \text{ (STP-CUX)}^{**} \end{aligned}$$

\* Beispiel: Liegt die jährliche mittlere Oberwassermenge der Elbe um 500 m<sup>3</sup>/s über dem langjährigen Mittelwert von rund 700 m<sup>3</sup>/s, schlägt sich dies in Hamburg in einer Erhöhung des  $MT_{nw}$  um 12,5 cm nieder.

\*\* Dieser Wert bezieht sich auf die  $\Delta MThw$  bis ca. 1980. Aufgrund veränderter topographischer und hydromechanischer Randbedingungen wird seitdem ein Korrekturfaktor von 10 cm je 1000 m<sup>3</sup>/s  $Q_o$  angesetzt. Hinweise auf diese Änderung geben schon Abb. 15 u. 17: Etwa ab 1980 konsolidieren sich die  $MT_{nw}$  auf neuem (niedrigen) Niveau mit kleineren  $Q_o$ -bedingten Schwankungen als vorher.

Tab. 23: Korrekturfaktoren zur Normierung des  $Q_0$ -Einflusses

Pegel	Einfluß des $Q_0$ in $\text{cm}^3/1000 \text{ m}^3/\text{s}$	
	auf die MTnw ( $c_1$ )	auf die $\Delta\text{MTnw}$ insgesamt ( $c_1 + c_2$ )
Brunsbüttel	0	0
Brokdorf	1	2
Glückstadt	3	5
Krautsand	5	10
Kollmar	7	15
Grauerort	10	20
Stadersand	12	25
Hetlingen	15	30
Lühort	18	35
Schulau	22	45
Seemannshöft	25	50
St. Pauli	25	50

Die um den Oberwassereinfluß korrigierten MTnw-Differenzen zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven-Steubenhöft seit 1900 sind in Abb. 44 dargestellt. Die nun von den beiden maßgeblichen „externen“ Einflüssen befreiten Wasserstandswerte ( $\Delta\Delta\text{MTnw}$ ) zeigen ein sehr klares Bild von der Wasserstandsentwicklung in der Unterelbe seit dem Beginn unseres Jahrhunderts. Mehrjährige Phasen mit einer auffallenden Stabilität der Niedrigwasser- verhältnisse (z. B. 1910 bis 1930, 1940 bis 1960, 1967 bis 1974 oder 1977 bis 1992) wechseln ab mit Perioden, die durch eine deutliche Absenkung der Niedrigwasserstände gekennzeichnet sind. Diese sind in der Graphik mit einem Pfeil markiert.

Zwei Aspekte sind in diesem Zusammenhang erwähnenswert:

- Zum einen wird anhand der Abb. 45 deutlich, daß es keine (oder nur äußerst geringe) langfristigen hydrologischen Nachwirkungen von Fahrrinnenvertiefungen gibt, die sich auf die (Niedrig-)wasserstände auswirken. Die Wasserstände reagieren unmittelbar und ohne zeitliche Verzögerung auf bauliche Veränderungen. Anschließend stabilisieren sie sich nach dem Abschluß der Ausbauten wieder sehr schnell auf einem bestimmten Niveau; die Existenz eines „hydrologischen Nachlaufs“ im Sinne einer langfristigen, allmählichen Wasserstandsabsenkung als Folge eines Eingriffs ist nicht nachvollziehbar\*.
- Zum anderen scheint sich anzudeuten, daß die hydrologische Reaktion des Systems „Tideelbe“ auf die baulichen Eingriffe mit zunehmendem Ausbauzustand der Elbe zugenommen und sich seewärts ausgedehnt hat. Allerdings muß man sich vergegenwärtigen, daß der letzte Ausbau der schwerste anthropogene Eingriff war, zumal er nicht nur eine deutliche Vertiefung, sondern auch eine Verbreiterung der Fahrrinne beinhaltete, die zudem durch Sandentnahmen begleitet wurde. So sind sowohl das Ausmaß der Niedrigwasserabsenkung als auch die enge zeitliche Zuordnung zwischen Eingriff und hydrologischer Reaktion bei diesem Ausbau bemerkenswert. Unter Hinweis auf die Erkenntnisse in Kap. 4.1.1 ist daraus allerdings nicht zu folgern, daß die Wasserspiegel der Unterelbe zunehmend sensibler und deutlicher auf Veränderungen der Flußtopographie reagieren, obwohl mit der Vergrößerung des Verhältnisses Tiefe/Breite zunehmend die Ausgleichsmöglichkeiten am flachen Rand fehlen.

\* Dieser Befund steht nicht im völligen Einklang zu den Aussagen von SIEFERT u. JENSEN (1993), die eine „Langzeitwirkung“ der letzten Fahrrinnenvertiefung auf die MTnw in der Größenordnung von einigen Zentimetern ermittelten.

Um den Oberwassereinfluß normierte MTnw - Differenzen  
zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1900

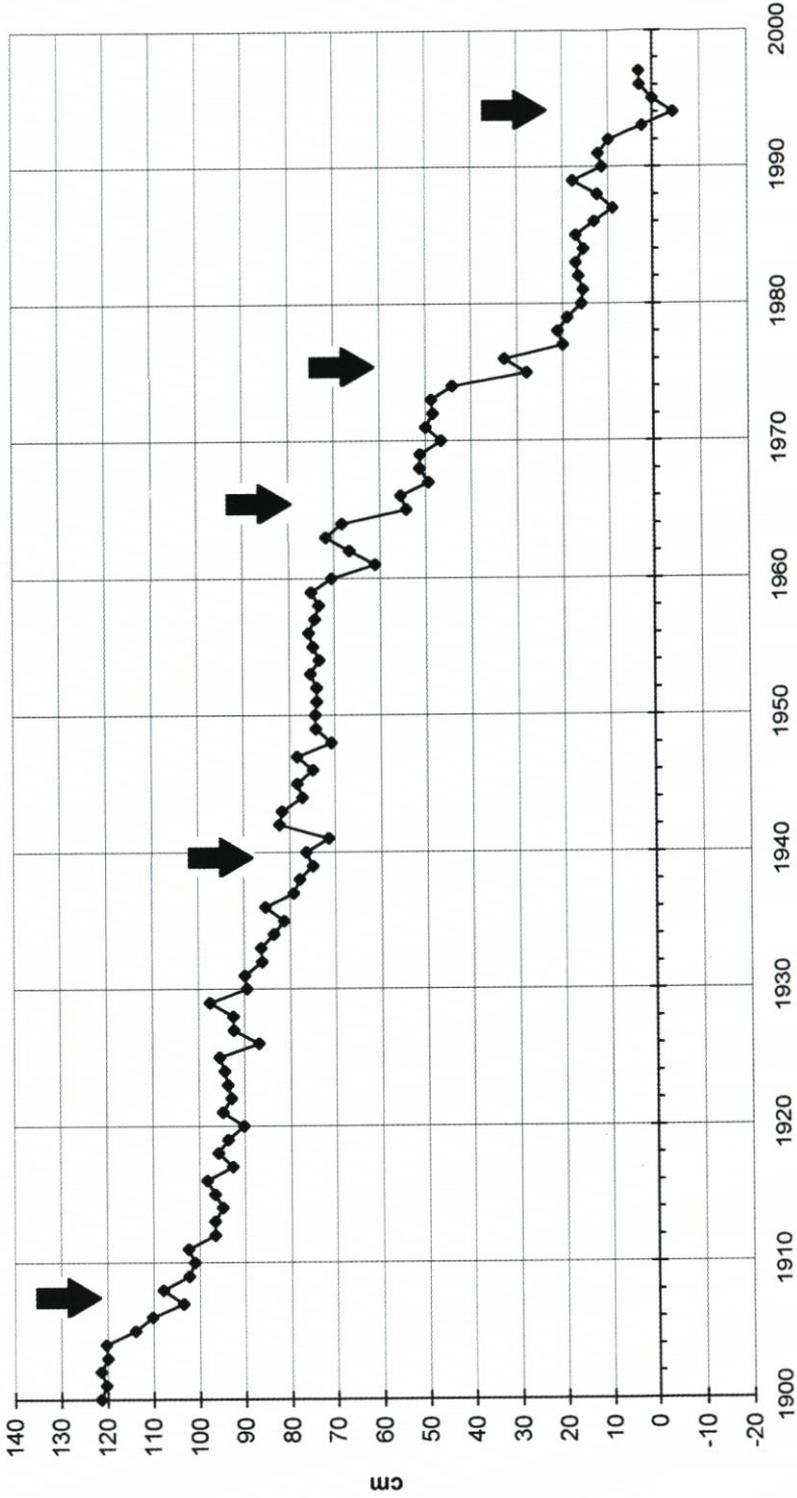


Abb. 44

### Um den Oberwassereinfluß normierte MTnw - Differenzen zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1950

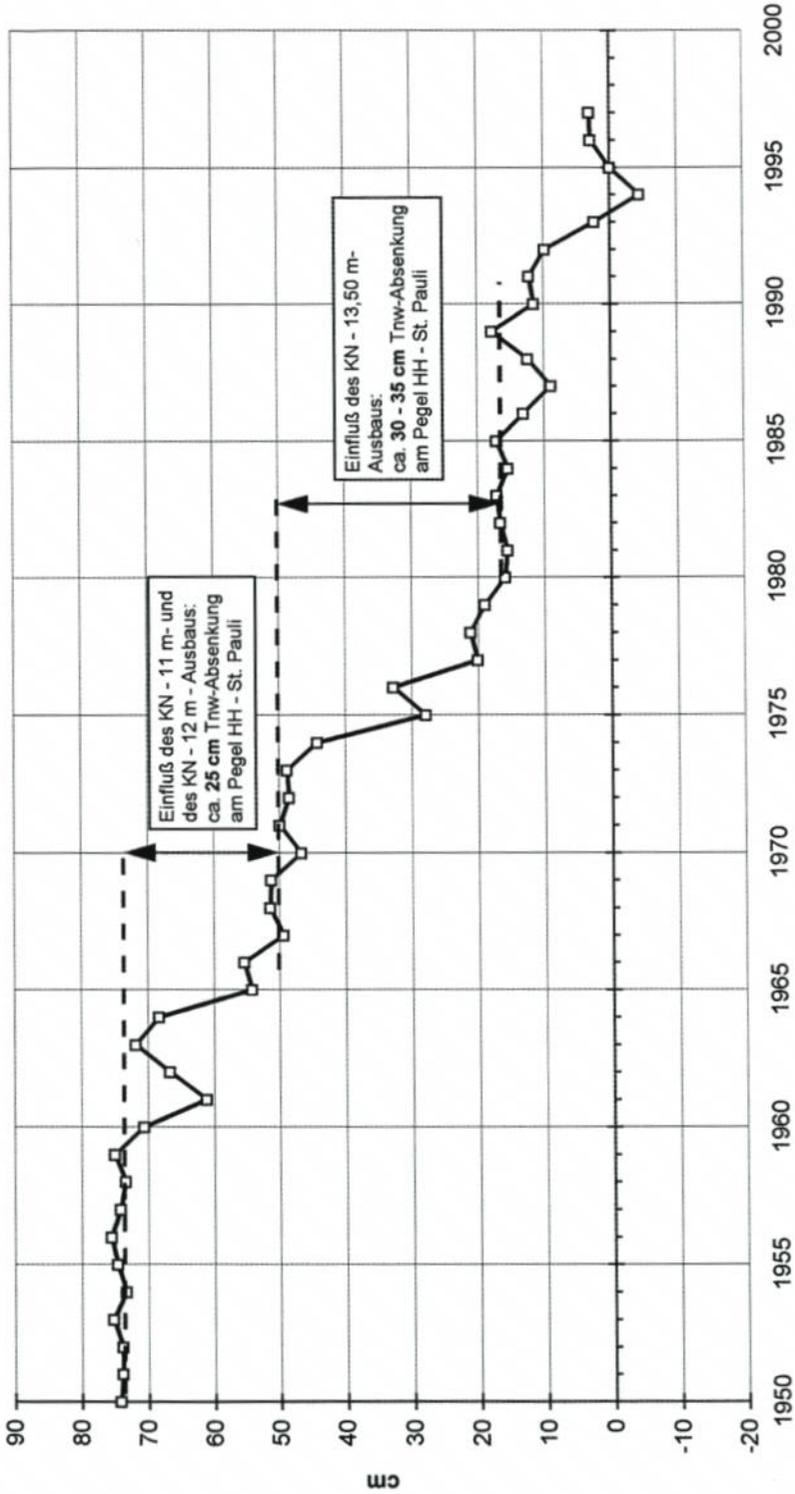


Abb. 45

Nach diesem Ansatz läßt sich also z. B. wie in Abb. 45 der Einfluß der Maßnahmen von 1974 bis 1978 auf die MTnw-Entwicklung ermitteln. Mit den Korrekturfaktoren von Tab. 23 ergeben sich die Absenkungen auf Abb. 46. Zu diesen passen die auf anderem Wege gewonnenen Resultate von NIEMEYER (1994) bis auf einzelne Zentimeter. Zur Erläuterung der Entwicklung der MTnw seit Beginn der 1980er Jahre siehe FERK et al. (1996) sowie das darauf aufbauende Kap. 4.7.

Dies alles gilt nicht im gleichen Maße für die Veränderungen des mittleren Tidehochwassers. Auf Abb. 47 werden die um den Oberwassereinfluß (mit 25 cm bzw. 10 cm/1000 m<sup>3</sup>/s) korrigierten MThw-Differenzen zwischen Hamburg und Cuxhaven gezeigt. Eine präzise Identifizierung der einzelnen Ausbaumaßnahmen ist hier nicht möglich. Erkennbar ist vielmehr eine MThw-Erhöhung von Ende der 60er Jahre bis Mitte/Ende der 70er Jahre. Die Auswirkungen des 12-m- und des 13,5-m-Ausbaus sind beim MThw somit nicht klar zu trennen. Beide Maßnahmen zusammen (sowie zusätzliche Sandentnahmen aus der Elbe für den Deichbau) haben das  $\Delta\Delta$ MThw im Hamburger Raum um gut 2 dm erhöht. Seit dem Ende der 70er Jahre bis heute hat das  $\Delta\Delta$ MThw wieder ein recht stabiles Niveau erreicht.

#### 4.2 Randgebiete, Häfen

Die Randgebiete, d. h. die Nebenrinnen, Flachwassergebiete, Watten und Sände, sind durch Absperrungen von Rinnen, Aufhöhungen von Sänden und Querschnittsreduktionen als Folgen der Konzentration auf die tiefe Rinne betroffen. All diese Maßnahmen haben bzw. hatten allenfalls lokale Auswirkungen auf die Strömungen, jedoch auf die Tideentwicklung in der Elbe nur sehr geringe Einflüsse. Es kann davon ausgegangen werden, daß sie seit 1950 in Hamburg zu Tnw-Absenkungen bis zu 5 cm führten, nach ober- und unterstrom abklingend.

Hafenbaumaßnahmen unterhalb Hamburgs hatten ebenfalls nur lokale Wirkung. Diejenige aus Veränderungen der Hamburger Hafenkonfiguration kann über Kap. 4.1 berechnet werden: Seit 1950 hat die Wasserfläche um rd. 85 ha abgenommen (SIEFERT, 1995). Das ergibt in Hamburg

$$\begin{aligned} \text{Thb-Zunahme: } & 3 \cdot 0,85 = 3 \text{ cm} \\ \text{Thw-Anstieg: } & = 1 \text{ cm} \\ \text{Tnw-Abfall: } & = 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### 4.3 Hochwasserschutz

Die Hochwasserschutzmaßnahmen haben direkte und indirekte Folgen gezeigt:

- Wirkung auf die Tide- und Sturmflutabläufe durch Sandentnahmen,
- Wirkung auf die Sturmflutabläufe durch Vordeichungen und Absperrungen,
- Wirkung auf die Tnw durch Verarmung kleinerer Nebenrinnen.

Die wesentlichen Maßnahmen seit 1950 wurden bei SIEFERT u. HAVNØ (1989) zusammengestellt und nach vielen Modellversuchs-Ergebnissen hinsichtlich ihrer Wirkung bewertet. Im einzelnen handelt es sich um:

- Staustufe Geesthacht (1957 bis 1961); allerdings keine Hochwasserschutz-Maßnahme
- Absperrung aller Nebenflüsse (1966 bis 1975)
- Ein- und Vordeichungen von Geesthacht bis zur Ostemündung (1962 bis 1978)
- Polder im Hamburger Hafen (1976 bis 1978).

**Abschätzung der Absenkung des MTnw in der Untereibe durch den  
Fahrrinnenausbau von 1974 bis 1978  
(nach FERK, 1998)**

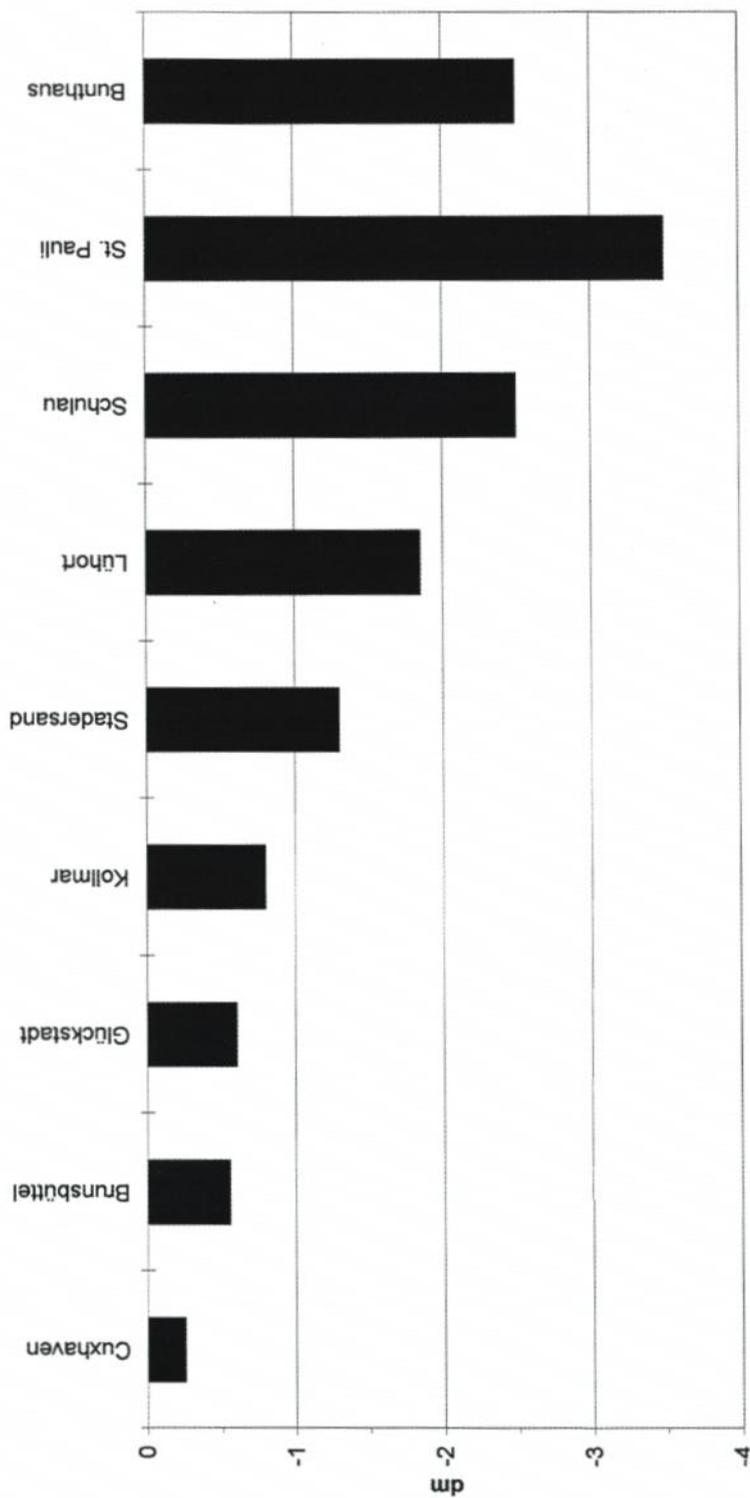


Abb. 46

**Um den Oberwassereinfluß normierte MThw-Differenzen  
zwischen Hamburg-St. Pauli und Cuxhaven seit 1950**

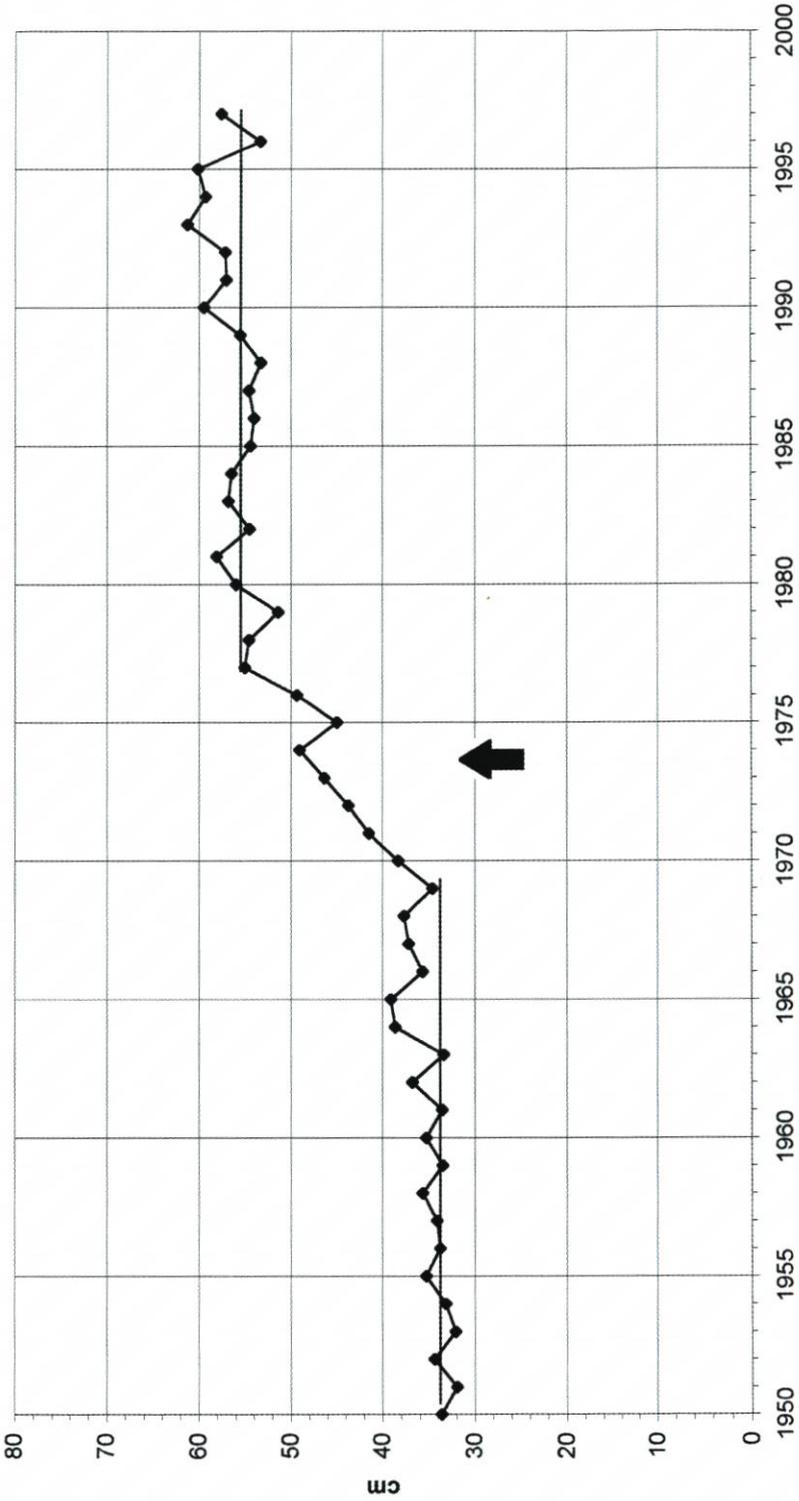


Abb. 47

Die Ergebnisse für hohe Sturmfluten sowie für die inzwischen maßgebende Bemessungssturmflut (LÄNDERARBEITSGRUPPE, 1988) lassen sich aus Tab. 24 u. 25 entnehmen (nach SIEFERT u. HAVNØ, 1988, überarbeitet). Danach gibt es Absenkungen (durch Nordkehdingen), im übrigen aber Erhöhungen der HTHw, jeweils in bescheidenem Ausmaße durch die einzelnen Vorhaben, in der Summe dennoch bedeutungsvoll. Ergänzend zu den Informationen der Tab. 24 sei auf eine Zusatzuntersuchung des dhi verwiesen: Würden alle Eindeichungsmaßnahmen zurückgenommen, so ermäßigte sich die Höhe sehr hoher Sturmfluten zwischen Blankenese und Zollenspieker um 3 dm. Wie sich die Höhen der Bemessungssturmflut über die Jahre verändert hätten, geht – zusammen mit einer aktuellen Simulation – aus Tab. 25 hervor. Der Vergleich zeigt, daß beide Modelle – das eindimensionale des dhi mit 300 Knoten und das zweidimensionale der BAW mit 400 000 Knoten – zu fast gleichen HHThw-Höhen kommen.

Tab. 24: Wirkung von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Scheitelwasserstände hoher Sturmfluten in der Elbe

Maßnahme	HTHW-Erhöhung in dm bei			
	Brokdorf	Stadersand	Hbg.-St. Pauli	Zollenspieker
Staufstufe Geesthacht	0 bis 0,5	0 bis 0,5	0	0
Absperrung von Seeve, Ilmenau und Billwerder Bucht; Vordeichung Oortkaten	0	0	0,5 bis 1	2 bis 3
Neue Deichlinie Harburg bis Este; Absperrung Alte Süderelbe	0 bis 1	0,5 bis 2	0,5 bis 1,5	0,5 bis 2
Eindeichung Hahnöfer Sand; Absperrung Schwinge, Krückau und Pinnau	0,5 bis 1	1 bis 1,5	0,5 bis 1,5	1 bis 1,5
Absperrung von Lühe und Stör	0	0	0	0
Eindeichung Haseldorfer Marsch	0 bis 1	0,5 bis 1	0 bis 1	0,5 bis 1
Eindeichung Krautsand	rd. 1	rd. 0,5	0 bis 1	0,5 bis 1
Eindeichung Nordkehdingen	-0,5 bis 0	-0,5 bis 0	-1 bis 0	-1 bis 0
Hamburger Hafenspolder (nur für die Bemessungssturmflut 2085A untersucht)		(0,5 bis 1)	(0,5)	(0,5)

Tab. 25: Höhe der Bemessungssturmflut 2085A 1950 und Veränderungen in verschiedenen Ausbauständen in und an der Elbe nach Modellrechnungen im Dänischen Hydraulischen Inst. (bis 1980) sowie die Höhe nach Bundesanstalt für Wasserbau (1992)

Zustand	HTHW-Höhe 1950 und 1992 (in m NN) sowie Veränderungen gegen 1950 (in m) an den Pegeln									
	Geesthacht	Alten-gamme	Zollen-spieker	Har-burg	Hbg.-St. Pauli	Schu-lau	Stader-sand	Glück-stadt	Brok-dorf	Brunsbüttel
1950	7,45	7,16	6,94	6,78	6,73	6,47	6,29	6,05	5,96	5,83
1961	-0,05	0,01	0	0	0	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03
1963	-0,02	0,04	0,04	0,05	0,06	0,11	0,10	0,07	0,05	0,04
1970	0,02	0,09	0,09	0,11	0,12	0,17	0,16	0,14	0,11	0,08
1972	0,06	0,14	0,14	0,15	0,16	0,21	0,20	0,20	0,17	0,11
1974	0,34	0,45	0,44	0,34	0,28	0,25	0,22	0,21	0,17	0,11
1977	0,45	0,54	0,55	0,46	0,43	0,43	0,39	0,32	0,25	0,21
1978	0,47	0,57	0,63	0,53	0,51	0,54	0,53	0,39	0,30	0,24
1980	0,54	0,64	0,69	0,58	0,57	0,60	0,60	0,46	0,40	0,31
1992	7,9	7,8	7,65	7,3	7,3	7,0	6,8	6,4	6,25	6,0

Für Hamburg als dem Bereich mit den größten Auswirkungen ist es besonders interessant, die Wirkung der Maßnahmen unmittelbar in der Delegationsstrecke oder deren Nachbarschaft herauszufiltern. Dazu liefert die Studie zum Statusbericht (SIEFERT, 1995) folgende Zahlen:

Tab. 26: Wirkung von Baumaßnahmen auf die Höhen hoher Sturmfluten in der oberen Tideelbe

Maßnahme	Veränderung hoher HThw in dm *					
	Geesthacht	Alten- gamme	Zollen- spieker	Harburg	St. Pauli	Schulau
Änderungen der Wasserflächen im Hafen	(0)		(0)	(0)	(0)	
Staufstufe Geesthacht	-0,5	0	0	0	0	0
Tatenberger Schleuse	(0)		0		(0)	
Absp. Seeve, Ilmenau	0		(0)		(0)	
Eind. Geesthacht bis Billwerder Bucht	(2)	2	2-3	1-1,5	0,5-1	0-0,5
Sperwerke im Hafengebiet	(0)		(0)		(0)	
Eind. Harb. bis Cranz Absp. Este	(0,5-1)	(0,5-1)	0,5-2	0,5-1,5	0,5-1,5	0,5-1,5
Eind. Hahnöfer Sand	(0)	(0)	(0)	(0)	0	0-0,5
Summe (Richtwert)	2	2,5	3,5	2,5	2	1,5

\* Die Klammerwerte sind geschätzte Zahlen

Die Summen der Effekte aus diesen Eingriffen zwischen Geesthacht und Tinsdal erreichen damit 40 bis 50 % der bei SIEFERT u. HAVNØ (1989) ermittelten Gesamtwirkungen aller Baumaßnahmen.

Im Elbeästuar heute noch vorhandene Sommerdeiche schützen Polder auf Neuwerk und Belumer Sand. Weitere Sommerdeiche sind in den 1970er Jahren eingedeicht und größtenteils abgetragen worden.

Detaillierte Untersuchungen über die Geschichte, die Wirkung, die Bemessung und die Brauchbarkeit von Sommerdeichen fehlen in der Literatur (SIEFERT, 1973). Sie wurden üblicherweise zur intensiven landwirtschaftlichen Nutzung der Vorländer gebaut und nach Bedarf und Erfahrung gestaltet. Die Höhen verschiedener Sommerdeiche sind z. B. weder absolut noch bezogen auf bestimmte Wasserstände gleich. Sie schwanken erheblich. Dies mag aus o. g. Studie für die Sommerdeiche an der Wurster Küste belegt werden. Hier schwanken deren Höhen zwischen 2,9 und 4,5 m NN. Danach sind Überschreitungshäufigkeiten zwischen (jährlich) 3,55 und 0,25 offenbar für Sommerpolder hinnehmbar. Dies erlaubt den Schluß, daß Veränderungen durch Scheitelerhöhungen um 1 bis 2 cm, die zu Häufigkeitszunahmen von etwa 0,1 bis 0,01 Tiden je Jahr führen, unwichtig sind, wenn also in 10 bzw. 100 Jahren eine Flut mehr über den Sommerdeich läuft.

Für eine Betrachtung der Wirkung einer Rinnenvertiefung auf Sommerdeiche selbst und deren Polder sind folgende Gesichtspunkte wichtig:

- Häufigkeit und Verweildauer von Wasserständen zwischen elbseitigem Deichfuß und etwa 0,5 m über Deichkrone bestimmen die Belastung durch Seegang. Bei höheren Wasserständen laufen die Wellen ohne Schaden über die Deiche. Da Untersuchungen über die Standfestigkeit von Sommerdeichen fehlen, können keine weiterführenden Aussagen gemacht werden.
- Zur Sicherheit gegen Beschädigung durch Überströmen sind Veränderungen bei der Steiggeschwindigkeit von Sturmfluten in Höhe der Sommerdeichkrone maßgebend. Da hierzu einzelne Ereignisse zu betrachten sind, spielt die Häufigkeit eine untergeordnete Rolle.
- Zur Änderung der Überflutungshäufigkeit von Sommerpoldern ist die Zunahme der Sturmfluthäufigkeit oberhalb der Deichkrone, also etwa  $H_{Thw} > M_{Thw} + 2,0$  m, zu ermitteln.

#### 4.4 Oberwasserzufluß

Die Wirkung des Oberwassers auf die Tide- und Sturmflutverhältnisse ist in den letzten Jahrzehnten von vielen Autoren auf unterschiedliche Weise untersucht worden. Aktuelle, gut abgesicherte Resultate für Jahresmittel werden in Kap. 4.1.3 vorgestellt. Übereinstimmend damit verwendet der Hamburger Sturmflutwarndienst schon seit etwa 15 Jahren die Beziehung

$$10 \text{ cm } H_{Thw}\text{-Anstieg in Hamburg je } 1000 \text{ m}^3/\text{s},$$

so daß die für Jahreswerte der  $M_{Thw}$  und  $Q_0$  ermittelte Beziehung auch für Tageswerte bei Sturmfluten gilt. Das  $Q_0$  wird dabei als Mittel der letzten fünf Tage verstanden.

#### 4.5 Meeresspiegelvariationen

Der „Meeresspiegel“ (mean sea level, MSL) als mittlerer Tidewasserstand ( $M_{Tmw}$ ) schwankt von Ort zu Ort und von Zeit zu Zeit beträchtlich und bedarf bei der weiteren Diskussion einer genauen Definition. Er wird im folgenden verstanden als

Jahresmittel aller Tidewasserstände in Cuxhaven.

Die Darstellung (Abb. 48) zeigt – allen Unkenrufen zum Trotz – für dieses Jahrhundert einen sich verlangsamenden Anstieg und dabei seit 1950 eine Anstiegsgeschwindigkeit von rd. 10 cm/100 Jahre ohne einen erkennbaren Trend zur Veränderung.

Im deutschen Küstenschutz werden seit langem MSL-Anstiege zwischen 20 und 30 cm/Jahrhundert veranschlagt, in den Niederlanden 30 cm/Jahrhundert. Der bisher am Pegel Cuxhaven zu beobachtende Meeresspiegelanstieg bleibt also sowohl deutlich unter diesen im Küstenschutz angesetzten Werten als auch unter der im Rahmen der Klimaforschung prognostizierten Anstiegsrate; aktuelle Untersuchungen lassen 24 cm/Jahrhundert erwarten.

Über die Wirkung eines Meeresspiegelanstieges auf die Tideverhältnisse im Nordseeküstengebiet und der Unterelbe hat STENGEL (1994), in Auszügen auch von STENGEL u. ZIELKE (1994) veröffentlicht, Untersuchungen vorgelegt. Dabei handelt es sich um Systemanalysen in einem numerischen Elbmodell.

Die von STENGEL berechneten Veränderungen der Tideparameter in der Unterelbe (relativ zu Cuxhaven) bei einem Anstieg des Meeresspiegels in der Nordsee um 50 cm zeigt folgende Tabelle:

**MTmw ("MSL") am Pegel Cuxhaven seit 1900**

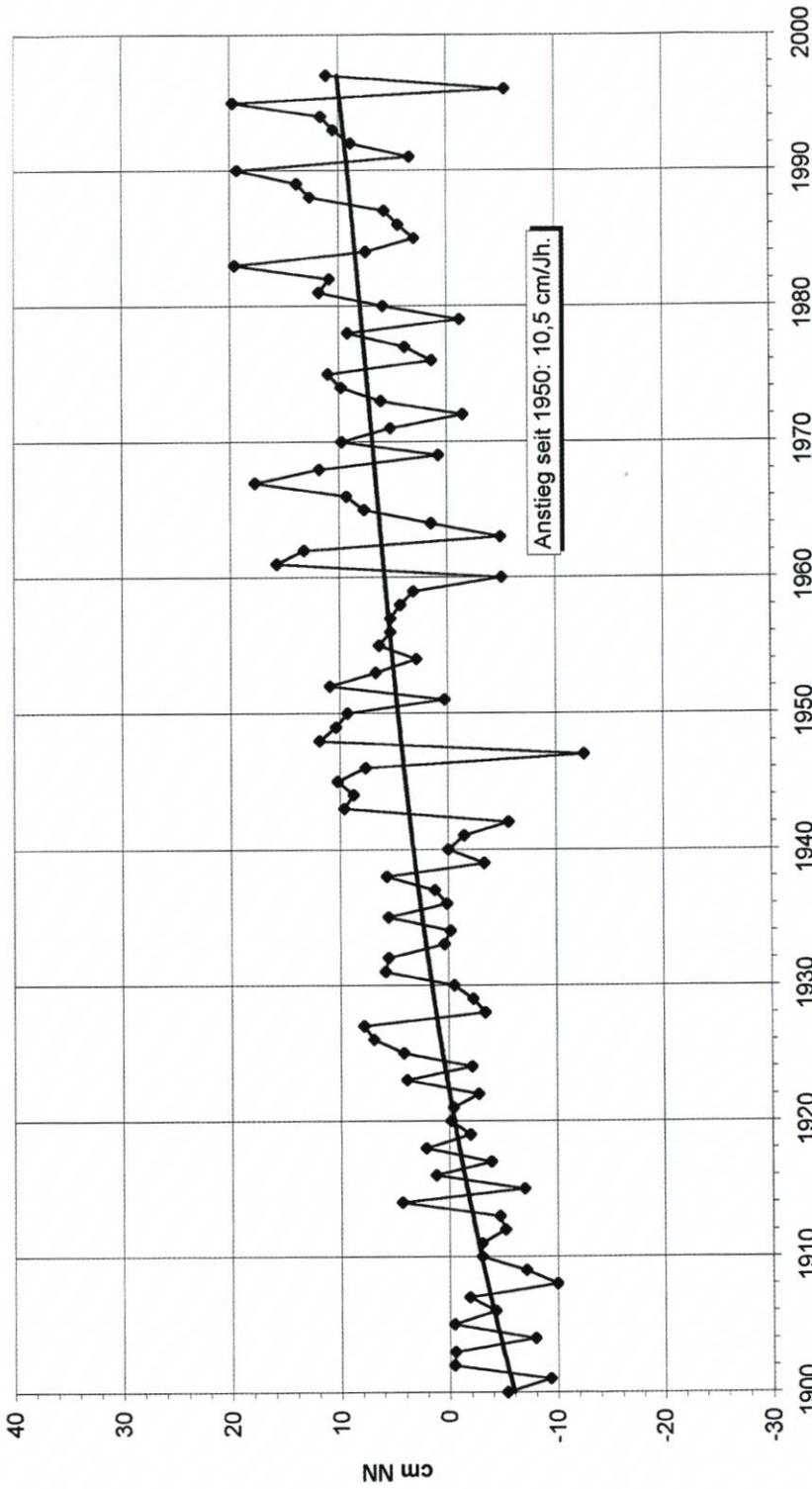


Abb. 48

Tab. 27: Relative Wasserstandsänderungen bei einem Szenario mit 50 cm erhöhtem MSL

Pegel	Thw cm	Tnw cm	Thb cm	MSL cm
Brunsbüttel	0	-3	+3	-1
Krautsand	+2	0	+2	+1
Steindeich	+2	-3	+5	-1
Stadersand	+4	-6	+10	-1
Hmb.-St. Pauli	+8	-7	+15	0
Bunthaus	+6	-6	+12	0
Zollenspieker	+1	-7	+8	-3

Dabei ist nicht entscheidend, ob diese Berechnungen „auf den Zentimeter“ genau sind. Dessen ungeachtet wird die Aussage zutreffen, daß die Werte für einen MSL-Anstieg von 25 cm etwa halb so groß sein werden bzw. bei dem Anstieg seit 1950 etwa ein Zehntel betragen haben.

Eine weitere Überlegung darf jedoch nicht fehlen: Wenn bei gleichem Schiffsverkehrsaufkommen der „Meeresspiegel“ in der Elbe deutlich steigt, wird man weniger baggern müssen. D.h., durch Erhöhung der Sohle der Fahrrinne werden die durch MSL-Anstieg und die durch Ausbau bedingten Veränderungen kleiner.

Die hier für die Tidewasserstände aufgezeigten bescheidenen Entwicklungen (z. B. größte Thb-Erhöhung 4 %, „MSL“-Anstieg in der gesamten Elbe wie an der Küste) gelten in entsprechend geringer Größenordnung für die Tideströmungen und den daraus resultierenden Materialtransport. Die Brackwasserzone in der Unterelbe hat sich durch den MSL-Anstieg geringfügig stromauf verschoben.

Bei der Untersuchung der Wirkung eines MSL-Anstiegs von wiederum 50 cm in der Nordsee ergibt sich nach STENGEL bei vier untersuchten Sturmfluten folgendes Bild für die dadurch bedingten zusätzlichen Erhöhungen der Scheitelwasserstände und Verkürzung der Laufzeiten (wiederum relativ zu Cuxhaven):

Tab. 28: Relative Sturmflutscheitel-Änderungen bei einem Szenario mit 50 cm erhöhtem MSL

Sturmflut	Cuxhaven	Brokdorf		Hmb.-St. Pauli	
	Höhe cm NN	Höhe cm	Zeit Min.	Höhe cm	Zeit Min.
03. 01. 1976	510	+3	<5	+3	<10
21. 01. 1976	470	+1	<5	+8	<10
24. 11. 1981	451	+2	<5	+2	<10
26. 01. 1990	376	0	<5	+4	<10

Die durch den angenommenen Meeresspiegelanstieg hervorgerufenen zusätzlichen HThw-Erhöhungen sind somit im Mittel kleiner als die Thw-Erhöhungen auf der vorherigen Tabelle.

In diesem Zusammenhang sollte ergänzend zu den Untersuchungen von STENGEL nicht unerwähnt bleiben, daß auf Betreiben der bereits erwähnten Länderarbeitsgruppe (1988) die Bemessungssturmflut „2085A“ sowie die Sturmflut „1985A“, die im Gegensatz zur Nr. 2085A den MThw-Anstieg von 30 cm nicht berücksichtigt, in drei Modellen mit übereinstimmenden Ergebnissen gerechnet wurde. Als Differenz zwischen den Rechenläufen für

die beiden Sturmfluten ergaben sich folgende HThw-Erhöhungen in der Elbe, relativ zu Cuxhaven:

Tab. 29: Relative Änderung des Bemessungswasserstandes bei 30 cm MThw-Anstieg

Pegel	cm HThw-Erhöhung
Otterndorf	0
Brunsbüttel	0
Brokdorf	0 bis 5
Glückstadt	0
Stadersand	0
Hamburg-St. Pauli	0 bis 5
Bunthaus	0
Zollenspieker	-5 bis 5

Legt man die oben aufgeführten Ergebnisse einer Beurteilung zugrunde, so muß festgestellt werden, daß bei einer deutlichen MSL-Erhöhung an der Küste diese in der Elbe bei Sturmfluten nur im Zentimeterbereich vergrößert wird (rd. 10 % der MSL-Erhöhung bei sehr hohen Sturmfluten) und damit für den Hochwasserschutz der Anstieg an der Mündung maßgebend bleibt.

#### 4.6 Hydrologisch-morphologischer Nachlauf

Sowohl auf der Delegationsstrecke als auch auf der Bundesstrecke existieren weite Abschnitte, in denen die Fahrrinne erheblich breiter und/oder tiefer ist als dem planfestgestellten Zustand entspricht. Somit stellt sich die Frage: Sind die festzustellenden topographischen Unterschiede zwischen dem genehmigten Soll-Zustand und dem gegenwärtigen Ist-Zustand der Unterelbe auf natürliche oder anthropogene Vorgänge zurückzuführen? Zur Klärung dieser Frage haben sowohl Strom- und Hafenanbau als auch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes Statusberichte angefertigt, in denen u. a. die morphologischen Entwicklungen der jeweiligen Elbabschnitte seit dem letzten Ausbau und deren Ursachen dargelegt werden.

In diesem Zusammenhang werden in Diskussionen die Bezeichnungen „hydrologischer“ bzw. „morphologischer Nachlauf“ verwendet, ohne daß es bisher eine Klärung oder gar eine genaue Definition über die Bedeutung und den Inhalt dieser Begriffe gegeben hat.

Die BAW-AK als hydromechanischer Gutachter zur neuen Fahrrinnenanpassung definiert den „morphologischen Nachlauf“ im Rahmen ihrer Untersuchungen und Modellierungen als „die nach der Vertiefung mittelbar stattfindende Anpassung des morphologischen Regimes an die durch die Ausbaubaggerung veränderte Tidedynamik des Systems.“ Diese Definition kann noch präzisiert werden:

„Nachlauf“

- beschreibt die natürliche Entwicklung eines Systems nach Abschluß eines anthropogenen Eingriffs als dessen Folge. Dementsprechend sind, bezogen auf das Beispiel Unterelbe, etwa notwendige Baggerungen oder Verklappungen im Anschluß an eine Baumaßnahme nicht als „Nachlauf“ zu bezeichnen, sondern vielmehr als eigenständige Folgemaßnahme zu begreifen, wobei zu beachten ist, daß die gebaggerten Mengen nicht dem natürlichen Sedimentationsnachlauf entsprechen, sondern – mit großer Wahrscheinlichkeit – deutlich größer als dieser sind.

- Beim Gesamtsystem „Unter- und Außenelbe“ kann – strenggenommen – zwischen „topographischem Nachlauf“ und „hydrologischem Nachlauf“ unterschieden werden. Während sich ersterer in geometrischen Systemveränderungen niederschlägt und über den Vergleich von Peildaten erkennbar ist, zeigt sich der daraus resultierende hydrologische Nachlauf anhand von Wasserstands-, Strömungs- und Dichteveränderungen außerhalb der normalen (Tide)schwankungen.
- In diesem Zusammenhang ist die unterschiedliche Dauer des Nachlaufs in bezug auf die verschiedenen Parameter zu beachten. Aus zahlreichen Untersuchungen ist bekannt, daß Wasserstände unmittelbar auf anthropogene Eingriffe reagieren, nach Abschluß der Maßnahme aber kaum noch. Mittel- oder gar langfristige Nachlauf-Erscheinungen sind in bezug auf Wasserstandsveränderungen schwerlich festzustellen. Siehe dazu u. a. Abb. 45 und 47. Über die Dauer des Nachlaufs bei anderen hydrologischen oder morphologischen Parametern ist wenig bis gar nichts bekannt.
- Aufgrund der Vielzahl von Wechselwirkungen zwischen topographischen und hydrologischen Parametern ist es sinnvoll, nicht explizit zwischen hydrologischem und topographischem Nachlauf zu unterscheiden, sondern den Begriff „hydrologisch-morphologischer Nachlauf“ zu verwenden.
- Im Hinblick auf das Ziel einer durchgeführten Maßnahme kann der „Nachlauf“ für das Gesamtsystem „negativ“ (im Sinne einer natürlichen Entwicklung in Richtung auf eine Wiederherstellung des alten Zustandes) oder „positiv“ (im Sinne einer natürlichen Entwicklung in Richtung auf den angestrebten Zustand) ausgerichtet sein, wobei die Vorzeichen für (räumliche) Teilbereiche des Systems unterschiedlich sein können.
- Hier spielt auch die Stabilität des Gesamtsystems eine wichtige Rolle. Das hydrologisch-morphologische System der Elbe kann auf externe Einflüsse „stabil“ oder „labil“ und Teilabschnitte des Gesamtsystems unterschiedlich stark reagieren. Aus den bisherigen Erfahrungen und Untersuchungen ist bekannt, daß insbesondere Veränderungen im zentralen Bereich der Unterelbe, der ungefähr von Stadersand bis Brunsbüttel reicht, zu Wasserstandsveränderungen führen, wobei der stromauf anschließende Abschnitt sehr sensibel (labil) reagiert. Siehe dazu auch Abb. 16 und 17.
- Um hydrologisch-morphologischen Nachlauf kenntlich zu machen, müssen die natürlichen Abläufe, Gesetzmäßigkeiten und Entwicklungen eines Systems einschließlich ihrer Variabilität sowie die unmittelbaren Auswirkungen laufender Maßnahmen hinreichend genau bekannt und quantifizierbar sein, so daß sie für die Betrachtung des Nachlaufs eliminiert werden können. In bezug auf topographische Veränderungen ist z. B. zu berücksichtigen, daß – je nach energetischer Beanspruchung – topographische Variationen der Fahrrinnensohle um rund 1 m (außerhalb von Riffelgebieten!) natürlich sein können.

Eine zentrale Frage ist die nach der scheinbar vorhandenen Diskrepanz zwischen hydrologischem und topographischem Nachlauf: Wenn die festzustellenden Unterschiede zwischen dem jetzigen und dem für den KN – 13,5-m-Ausbau planfestgestellten Zustand der Unterelbe in erster Linie auf einen (natürlichen) hydrologisch-morphologischen Nachlauf zurückzuführen wären, müßte sich ein solcher *sowohl* anhand der Topographie (= Peilkarten) als auch anhand der hydrologischen Entwicklung (= Wasserstandswerte) erkennen lassen. Die Wasserstandsdaten zeigen allerdings an, daß es bei ihnen nach dem Ende des KN – 13,5-m-Ausbaus der Unterelbe zu einer deutlichen Stabilisierung gekommen ist. Lokale Eingriffe in das Unterelbe-System (1986/87 im Bereich Schwarztonnensand, 1993/94 zwischen Brokdorf und Glückstadt) schlagen sich *unmittelbar* in den Wasserstandsentwicklungen stromauf nieder. Es muß daher vermutet werden, daß die heutigen Tiefen und Breiten der

Rinne in der Zeit des KN – 13,5-m-Ausbau oder, wenn später, in „stabilen“ Teilabschnitten hergestellt worden sind.

Ein weiterer Sachverhalt spricht ebenfalls gegen die Auffassung, wonach der gegenwärtige Zustand der Rinne auf natürliche Vertiefungseffekte zurückzuführen ist: Sollte sich die Rinne im Anschluß an den Ausbau eigendynamisch vertieft und verbreitert haben, hätte das auch an einer spürbaren Abnahme der Unterhaltungsbaggermengen deutlich werden müssen. Die bisherigen Erfahrungen zeigen allerdings, daß grundsätzlich das genaue Gegenteil der Fall ist: Nach dem Abschluß der Fahrinnenvertiefungen stiegen die Unterhaltungsbaggermengen durchweg merklich an und verblieben in den Folgejahren auf einem höheren Niveau als vor der Ausbaumaßnahme. Daraus kann mit einiger Vorsicht gefolgert werden, daß das Natursystem „Unterelbe“ auf Vertiefungsmaßnahmen insgesamt offenbar eher mit einem „negativen“ hydrologisch-morphologischen Nachlauf (s. o.) reagiert, d. h. die Elbe strebt tendenziell nach einer Entwicklung in Richtung auf eine Wiederherstellung des Ausgangszustandes.

Insoweit kommen SIEFERT u. JENSEN (1993) denn auch zu dem Ergebnis, daß durch den 13,5-m-Ausbau trotz späteren Feinausbau um einige Dezimeter allenfalls als hydrologischer Nachlauf

< 0,5 dm MThw-Erhöhung  
rd. 0,5 dm MTnw-Absenk

für Hamburg auszumachen sind. Für den gesamten Zeitraum ab 1950 wird es kaum mehr sein.

## 4.7 Auslösende Faktoren für die Niedrigwasserentwicklungen in der Unterelbe nach 1980

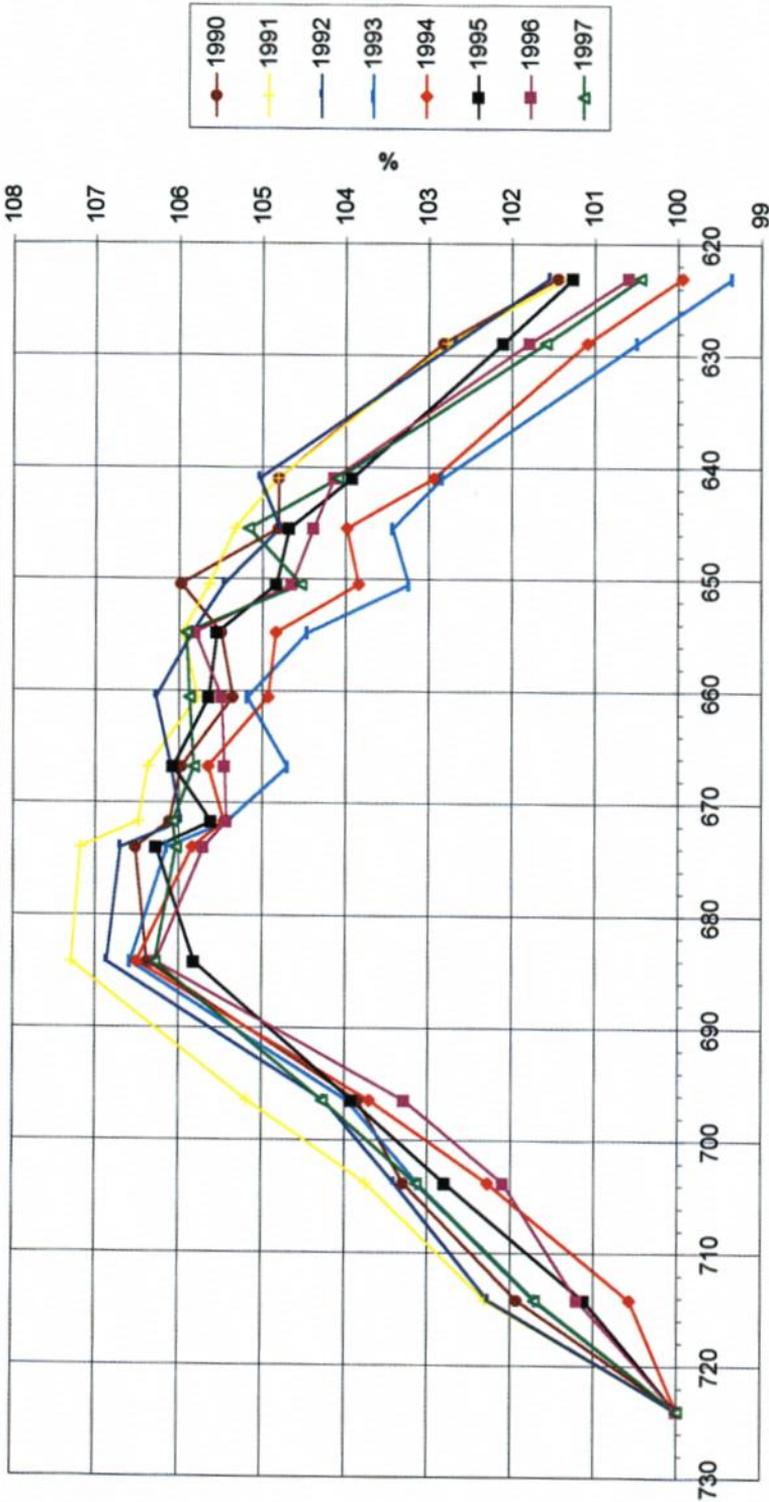
### 4.7.1 Veränderungen

Die Methodik ist im einzelnen bei FERK et al. (1996) erläutert. Dabei wurde vor allem das Problem gelöst, Pegeldata unterschiedlicher Orte (und dementsprechend unterschiedlicher Mittelwerte und Spannweiten) sowie verschiedener Jahre miteinander vergleichbar zu machen. Um dieses zu erreichen, werden die jeweiligen Jahresmittelwerte des MTnw eines zugrunde gelegten Bezugspegels im Mündungsbereich der Unterelbe = 100 (%) gesetzt. Da das langjährige MTnw im Elbmündungsbereich bei rund 350 cm PN liegt, entsprechen einem Prozent hier somit rund 3,5 cm. Die Niedrigwasserstände der stromauf gelegenen Pegel werden somit als *relatives* bzw. *prozentuales* Verhältnis zum Bezugspegel aufgefaßt und dargestellt.

In Abb. 49 sind die normierten MTnw in der Unterelbe als Längsprofil, bezogen auf den Pegel Cuxhaven, dargestellt. Zum Verlauf der MTnw-Ganglinien läßt sich generell sagen, daß die um den Oberwassereinfluß korrigierten Niedrigwasser stromauf von der Mündung zunächst deutlich steigen und im zentralen Abschnitt der Unterelbe, etwa zwischen den Stromkilometern 660 und 680 (ungefähr Stadersand bis Brokdorf) ihre Höchstwerte erreichen. Weiter stromauf beginnen die Werte dann wieder zu sinken, bleiben in der Regel aber meist deutlich über dem Niveau an der Mündung.

Ausnahmen bilden allerdings die MTnw-Ganglinien der Jahre 1993 und 1994, die – wie beschrieben – in St. Pauli genauso hoch bzw. sogar niedriger als am Pegel Cuxhaven waren. Überhaupt zeigt sich hinsichtlich des Verlaufs der einzelnen Jahresganglinien, daß die 1993er-

**Normierte MTnw in der Unter- und Außenelbe seit 1990  
Bezugspegel: Cuxhaven - Steubenhöft**



km

Abb. 49

sowie die 1994er-Ganglinien fast im gesamten Verlauf der Elbe erheblich aus dem Rahmen fallen, und zwar überraschenderweise bereits gleich oberhalb von Cuxhaven. Es deutet sich somit an, daß bereits hier Veränderungen zu einem Absinken der Niedrigwasserstände geführt haben, die sich auch noch in die Unterelbe hinein auswirken. Da die Ganglinien nach 1994 wieder deutlich höher verlaufen, können die Ursachen nicht nur örtlich, sondern auch zeitlich eingegrenzt werden.

Auch bezogen auf den Pegel Großer Vogelsand kommt der außergewöhnliche Verlauf der 1993er- und der 1994er Niedrigwasser-Ganglinie sehr klar zum Ausdruck. Dies gilt allerdings nicht für den Bereich seewärts von Cuxhaven, wo ein undifferenziertes Bild vorherrscht. Somit zeigt sich, daß Umlagerungsvorgänge seewärts von Cuxhaven für die Niedrigwasserentwicklung in der Unterelbe nicht in Frage kommen. Vielmehr wird deutlich, daß für die im oberen Bereich der Unterelbe zu beobachtende Niedrigwasserentwicklung der Jahre 1993/94 zwei Bereiche ausschlaggebend sind:

Dies sind zum einen der – bereits genannte – Bereich zwischen Cuxhaven (km 724) und Osteriff (km 703,8), zum anderen der Elbabschnitt oberhalb von Brokdorf (km 684,2). Abb. 50, in der die normierten Niedrigwasser der Unterelbe seit 1990 bezogen auf den Pegel Brunsbüttel dargestellt und damit unterstromige Einflüsse weitgehend ausgeschaltet sind, unterstreicht, daß in den letzten Jahren insbesondere zwischen den Pegeln Brokdorf und Glückstadt (km 674,0) die MTnw-Ganglinien einen völlig anderen Verlauf im Vergleich zu den vorangegangenen Jahren aufweisen. Während zwischen diesen Pegeln das MTnw stromauf normalerweise eine deutlich ansteigende Tendenz aufweist, so daß der Höchstwert zwischen den Stromkilometern 660 und 680 erreicht wird, weisen die Jahre 1993 und 1994 hier einen *abfallenden* Trend auf, so daß die MTnw-Maximalwerte dieser Jahre bereits am Pegel Brokdorf erreicht werden. Der Übergang zu dieser Entwicklung ist bereits an den Ganglinien von 1991 und 1992 erkennbar. Diese setzte sich bis 1997, wenn auch 1995 unterbrochen und sonst weniger ausgeprägt als 1993/94, fort.

Die Vorgänge in diesen beiden Abschnitten der Elbe sollen im folgenden noch etwas eingehender beschrieben werden, bevor detaillierter auf die Ursachen dieser Entwicklung eingegangen wird.

Im Medemgebiet sind die morphologischen Abläufe geprägt von einer Eintiefung und der Wanderung der Medemrinne nach Norden gegen den Medemsand (vgl. Abb. 51 u. 52). Dort hat sich eine steile Abbruchkante ausgebildet, von der offensichtlich bei Ebbe große Materialmengen seewärts abtransportiert werden. Dies wird bestätigt durch Sohlaufhöhungen im Kolk vor Cuxhaven, die ab 1984 deutlich werden (vgl. BERNHARD, 1996). Dem starken Abbau des Medemsandes steht an der Südseite der Medemrinne noch keine entsprechende Aufhöhung des Medemgrundes gegenüber. Bei BERNHARD, HANSEN u. NEEMANN (1995) werden für die Zeit von 1985 bis 1993 Querschnittsflächen unter MTnw angegeben, die für den Strom-km 722,2 eine Erweiterung von 81 %, für den Strom-km 720,3 von 24 % und für den Strom-km 716,5 noch von 7 % ausweisen. Diese Zahlen zeigen die starken dynamischen Vorgänge in diesem Stromgebiet, die die zeitweise größere Absenkung des Niedrigwassers erklären. Obwohl die Umlagerungsprozesse im Bereich des Medemsandes und der Medemrinne bereits seit mehreren Jahren andauerten, scheinen diese erst im Jahr 1994 im starken Maße hydraulisch wirksam zu werden. Warum die Entwicklung der Wasserstände danach wieder rückläufig ist, bleibt unklar.

Zur detaillierten Untersuchung des zweiten „kritischen“ Elbabschnitts werden die normierten MTnw seit 1989 zwischen Brokdorf und Krautsand, bezogen auf den Pegel Brokdorf, dargestellt. Das Ergebnis in Abb. 53 zeigt, daß die MTnw in diesem Flußabschnitt von

Normierte MTnw in der Untereibe seit 1990  
Bezugspegel: Brunsbüttel

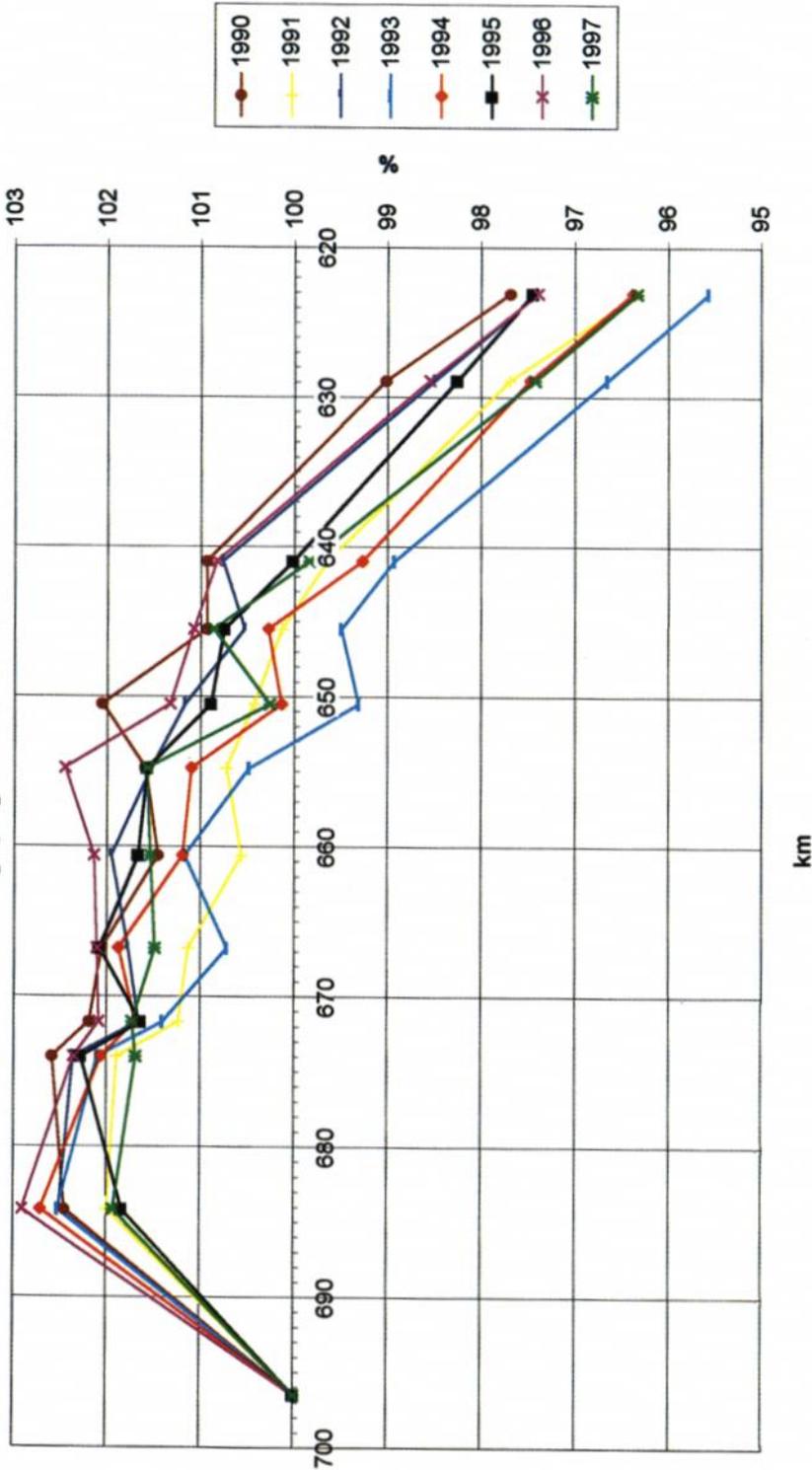


Abb. 50

km



Abb. 51: Tiefenplan von Medemsand, -rinne und -grund von 1979



Abb. 52: Tiefenplan von Medemsand, -rinne und -grund von 1994

**Normierte MTnw in der Untereibe seit 1989  
 Bezugspegel: Brokdorf**

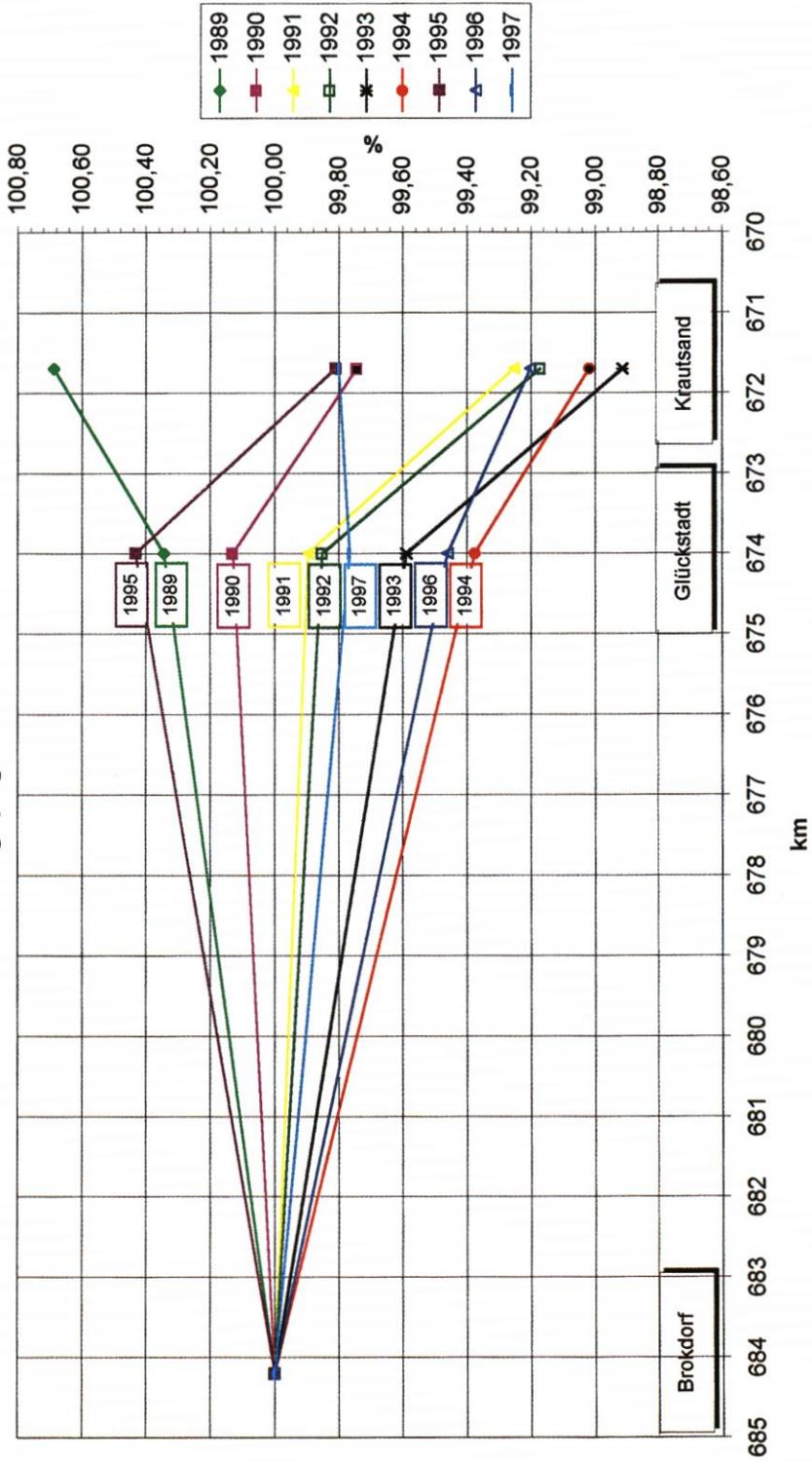


Abb. 53

1989 bis 1994 kontinuierlich und mit gleichbleibender Intensität gefallen sind. Im Gegensatz zu den Prozessen im Gebiet des Medemsandes deutet dieses Phänomen auf eine sukzessive, in eine Richtung gerichtete Entwicklung hin, für die es keine Hinweise auf eine Verlangsamung oder Beschleunigung gab. Nach 1994 änderte sich die MTnw-Reaktion deutlich und ohne festen Trend: 1995 hoch, 1996 tief, 1997 im mittleren Bereich.

Der betreffende Abschnitt der Unterelbe ist in starkem Maße gekennzeichnet durch großflächige Wattbereiche, das Krautsander Watt, das Freiburger Watt sowie die Brammer Bank. Ausschlaggebend für die beschriebene hydrologische Entwicklung sind offensichtlich die seit einigen Jahren zu verzeichnenden massiven und großflächigen Aufhöhungen dieser Wattbereiche und der dortigen Nebelbenen, auch durch Aufspülung der Brammer Bank von Baggermaterial aus dem Durchstich 1991. Stellenweise haben sich die Watten auf Höhen von bis zu 2 m über KN aufgehöhrt, was zwangsläufig zu einer zunehmenden Konzentration der Tideströmung auf die tiefe Elbrinne geführt hat (Abb. 54 u. 55). Die daraus resultierende Abnahme der Rauheit des Profils schlägt sich unmittelbar in einer lokalen Absenkung des mittleren Tideniedrigwassers nieder, die sich entsprechend auch in den Wasserständen elbaufwärts bemerkbar macht.

In der Abfolge dieser Reaktionen zeigte sich, daß in diesem Strombereich nach dem KN - 13,5-m-Elbeausbau die Hauptelbe sich etwas weiter eintiefte, jedoch der Gesamtquerschnitt sich nicht weiter vergrößerte. Erst die Kubisierung von 1988 wies für diesen Bereich eine „späte“ Vergrößerung des Querschnitts aus. Danach hat sich für den Querschnitt-km 680 der tiefe Bereich in der Zeit von 1980 bis 1988 um rd. 12 % eingetieft und der Flachbereich um rd. 14 % erhöht, in der folgenden Zeit von 1988 bis 1992 hat sich der flache Teil des Querschnitts weiter um rd. 6 % erhöht.

Wie gering im Verhältnis zu den dynamischen natürlichen Vorgängen mit den daraus resultierenden Spiegelschwankungen des Niedrigwassers sich örtliche Eingriffe des Menschen durch bauliche Maßnahmen auswirken, kann am Beispiel des Stromgebietes bei Kollmar mit der Stromkurve im Bereich der beiden Elbinseln Pagensand und Schwarztonnensand gezeigt werden (siehe dazu die normierten, auf den Pegel Kollmar bezogenen MTnw der Jahre 1984 bis 1989 zwischen Kollmar und Stadersand, Abb. 56). Dieser Strombereich war schon frühzeitig ein Engpaß und ein nautisch schwierig zu befahrender Teil der Unterelbe. So wurden hier schon seit 1928 sporadisch die Abbaggerung des Schwarztonnensandes, die Befestigung des Nordteils des Pagensandes (Leitdamm Pagensand-Nord) und die Begradigung des Schiffahrtsweges durch Aufbaggern der Kurve am Innenrand betrieben. Insgesamt haben die vielen kleinen und auch großen Maßnahmen in diesem Gebiet sicher zu der langfristigen Absenkung des Niedrigwassers der Unterelbe oberstrom von Glückstadt erheblich beigetragen. In einer Betrachtung für den Zeitraum von 1976 bis 1994 konnte eine Zuordnung örtlich ausgeführter Maßnahmen zur Bewegung des Niedrigwassers an den Pegeln Kollmar und Grauerort nicht schlüssig vorgenommen werden. Die Bandbreite der natürlichen Bewegung in den Wasserstandsmittelwerten ist offensichtlich so groß, daß Ausschläge der Ganglinien der MTnw infolge von Sandentnahmen in der Größenordnung von 200 000 m<sup>3</sup> am Pegel nicht deutlich werden.

Anhand der Abb. 56 wird ein anderer wesentlicher Aspekt der MTnw-Entwicklung klar. So zeigt sich, daß sich das Niedrigwasserniveau nach 1987 wieder zu einem gewissen Grad regeneriert hat. Nach dem „Einbruch“ des Jahres 1987 lagen die MTnw der Folgejahre in Grauerort und Stadersand bereits wieder auf einem recht hohen Niveau, ohne allerdings die Werte 1984/85 zu erreichen. Dieser Effekt wird auch für den Bereich der Medemrinne erwartet, da die dortigen Querschnittsvergrößerungen eine Verlangsamung der Strömung nach

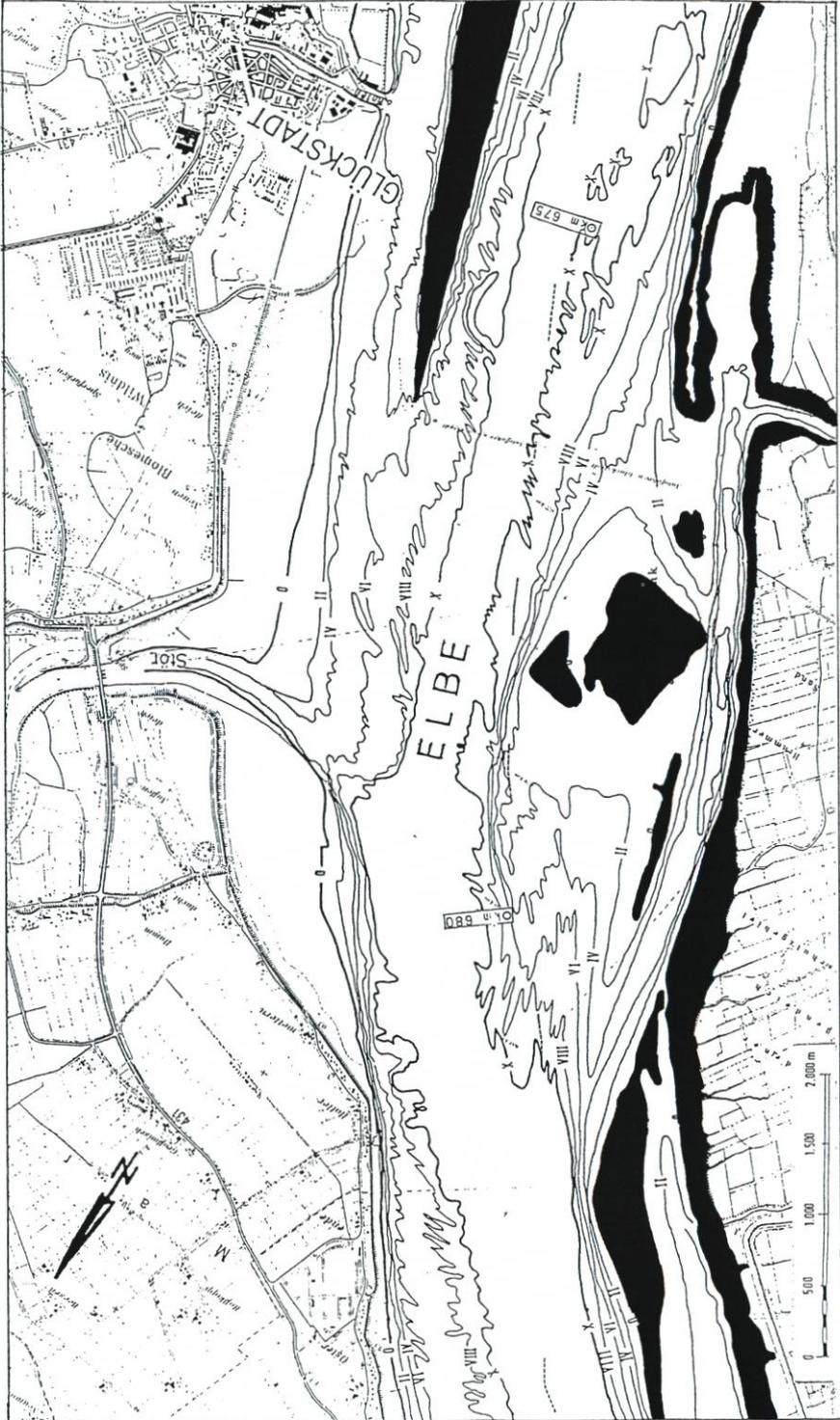


Abb. 54: Tiefenplan der Brammerbank von 1979



Abb. 55: Tiefenplan der Brammerbank von 1994

**Normierte MTnw in der Untereibe 1984 bis 1989**  
**Bezugspegel: Kollmar**

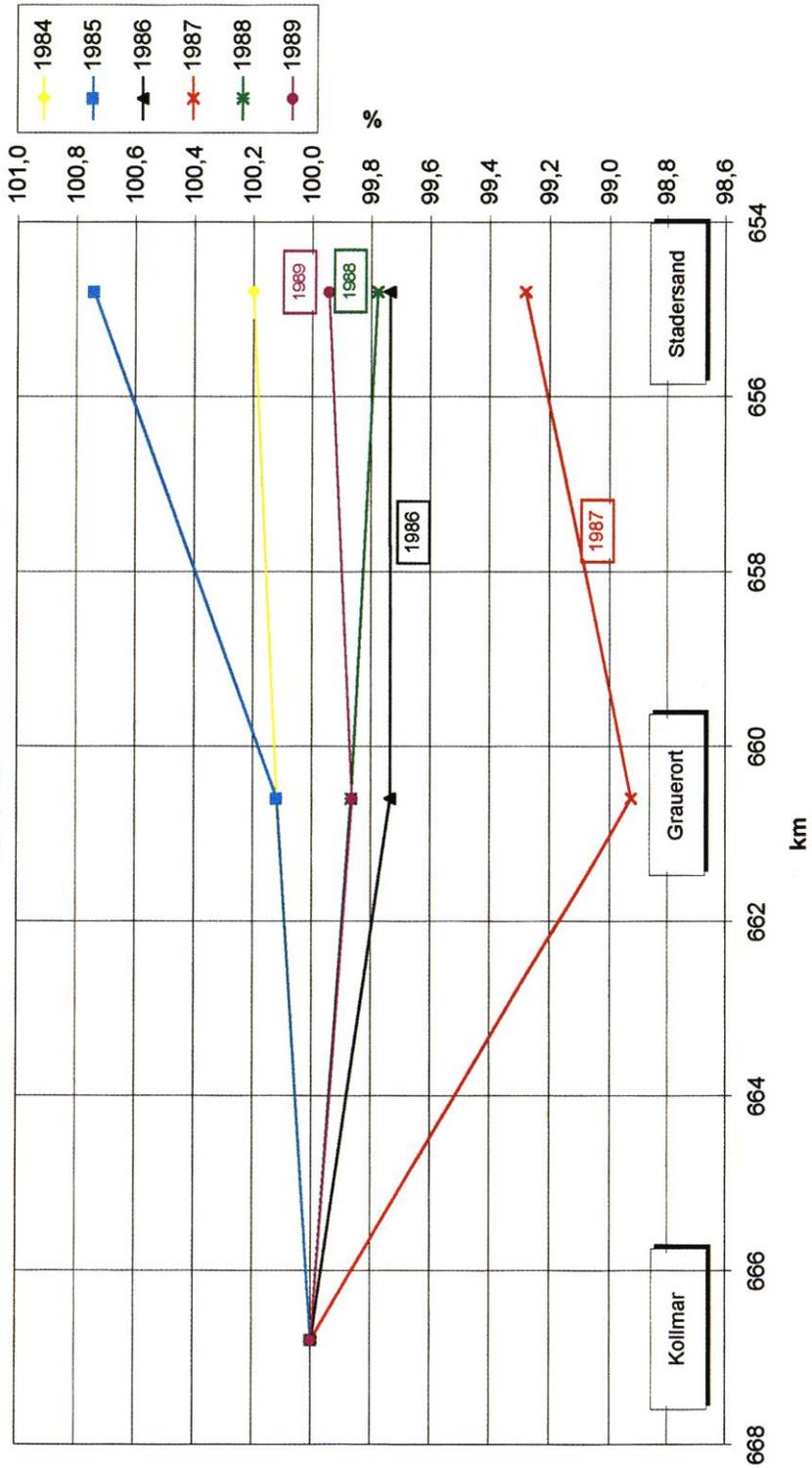


Abb. 56

sich ziehen muß, die über einen mehrjährigen Zeitraum örtlich zu verstärkter Sedimentation und Sohlaufhöhungen führen wird.

#### 4.7.2 Quantifizierung der MTnw-Absenkung in den Teilbereichen

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß das außergewöhnlich starke Absinken der Niedrigwasserstände im Hamburger Raum in den letzten Jahren durch eine außergewöhnliche Überlagerung der Auswirkungen umfangreicher natürlicher morphologischer Umlagerungsvorgänge, die sich räumlich vornehmlich auf zwei Abschnitte der Unterelbe beschränken, bewirkt wurde. Während die Prozesse im Bereich Brokdorf – Krautsand bereits seit mehreren Jahren andauern und zu einer sukzessiven Erniedrigung des Niedrigwasserniveaus geführt haben, sind die hydrologischen Auswirkungen der Umlagerungsprozesse im Bereich Medemsand/Medemrinne erstmals 1993 und vor allem 1994 voll zum Tragen gekommen.

Mit einiger Vorsicht läßt sich auch das Ausmaß der durch die morphodynamischen Prozesse in den jeweiligen Regionen hervorgerufenen Niedrigwasserabsenkung bestimmen. FERK et al. (1996) gehen davon aus, daß sowohl die morphologischen Entwicklungen im Medembereich als auch die Prozesse im Gebiet zwischen Brokdorf und Krautsand zu einer MTnw-Erniedrigung – ausgehend vom Zustand Ende der 80er/Anfang der 90er Jahre – um jeweils 0,5 dm geführt haben. Setzt man voraus, daß sich die dort entstandenen Differenzen stromauf unverändert fortsetzen, entspricht der sich ergebende Wert von rund 1 dm tatsächlich recht gut dem eingangs erwähnten Wert für den Hamburger Raum.

In diesem Zusammenhang ist abschließend freilich zu berücksichtigen, daß die morphologischen Veränderungen im Gebiet Medemsand/Medemrinne absolut ein weitaus größeres Ausmaß haben als die Verlandungsprozesse im Bereich der Watten zwischen Brokdorf und Krautsand. Letztere finden allerdings in einem Elbabschnitt statt, von dem bekannt ist, daß er hydrologisch sehr „sensibel“ auf geometrische Systemveränderungen reagiert, während Vorgänge in der unteren Unterelbe dagegen eine vergleichsweise geringe Auswirkung auf die Wasserstände haben. Wenn – wie in diesem Falle – beide Abschnitte der Elbe je 50 % zur Niedrigwasserabsenkung beitragen, spricht das für ein außergewöhnlich großes Ausmaß der Umlagerungsvorgänge im Bereich des Medemsandes bzw. der Medemrinne. Mit anderen Worten: Die morphologischen Prozesse im inneren Ästuar sind zwar kleiner, aber hydrologisch wirksamer.

Das mittlere Tideniedrigwasser am Pegel St. Pauli für das Jahr 1996 hat mit NN – 1,64 m den niedrigsten Wert seit Beginn der Aufzeichnungen erreicht. Es lag somit – bei einem Oberwasserzufluß, der im wesentlichen dem langjährigen Mittel entspricht – etwa 2,5 dm unter dem derzeit gültigen Kartennull. Zu diesem Befund die folgenden Anmerkungen:

- Der sehr niedrige Tnw-Wert 1996 ist nicht elbe-spezifisch. Auch an der freien Nordsee (hier: Cuxhaven) wurde 1996 das niedrigste Tnw seit Beginn dieses Jahrhunderts registriert. Vergleiche dazu Abb. 19 und – zum ebenfalls sehr niedrigen MThw – Abb. 18.
- Die eigentlichen problematischen Jahre in bezug auf die elbe-spezifische Niedrigwasserentwicklung waren 1993 und (vor allem) 1994. Seitdem ist eine deutliche Beruhigung bzw. Erholung der um Nordsee- und Oberwasser-Einflüsse bereinigten Niedrigwasserwerte zu verzeichnen (Abb. 44).

#### 4.8 Zusammenfassende Erläuterung der Veränderungen der Wasserstände in der Elbe

Die Veränderungen in vier Jahrzehnten sollen durch einen Vergleich der Fünfjahresmittel 1951/55 und 1991/95 dargestellt und durch die Erkenntnisse aus Kap. 4.1 bis 4.7 erläutert werden.

##### *Hamburg*

Am Pegel Hamburg St.-Pauli wurden gemessen:

Zeitraum	MThw cm NN – 5 m	MTnw cm NN – 5 m	MThb m	HThw cm NN – 5 m
1951/55	669	425	2,44	875
1991/95	708	353	3,55	915
Differenz	+4 dm	-7 dm	+11 dm	+4 dm

Die Differenzen sind deshalb in Dezimetern angegeben, weil auch die Erklärungen für Veränderungen nur in ganzen und halben Dezimetern möglich sind. Bei dem natürlichen Tidegeschehen sind Diskussionen über einzelne Zentimeter ohnehin müßig – nicht nur bei der Elbe! Zur Erinnerung sei auf Kap. 2.3 verwiesen. Entsprechend können diese Daten nunmehr wie folgt interpretiert werden:

Tab. 30: Wasserstandsänderungen in Hamburg und Erklärungen für die Ursachen

Komplex	Differenzen in dm von 51/55 auf 91/95			
	MThw	MTnw	MThb	HThw
- Meßwerte 91/95 minus 51/55	+ 4	- 7	+ 11	+ 4
- Hamburg relativ zu Cuxhaven	+ 3	- 7	+ 10	+ 5
- Um Nordsee- und Q <sub>o</sub> - Einflüsse bereinigte Veränderungen (Kap. 4.1.3)	+ 2,5	- 7	+ 9,5	
Erklärungen:*				
- dem Flußregime entzogene Bagger- mengen (rd. 130 Mio. m <sup>3</sup> )			+ 5	
- Abnahme wasserseitiger Hafentflächen in Hamburg (rd. 85 ha)			+ 0,5	
- Querschnittserweiterungen bis etwa 1980 (SIEFERT und HAVNØ, 1989)	+ 2	(- 4)	(+ 6)	+ 1,5
- Veränderungen der Randgebiete		- 0,5	(+ 0,5)	
- Wirkung aller Baumaßnahmen außerhalb der Fahrrinne einschl. Wehr Geesthacht				1 bis 6 i.M. + 4
- rel. Änderung durch MSL-Anstieg			< + 0,5	0
- hydrologischer Nachlauf	+ < 0,5	- 0,5	(+ 1)	
- natürl. Veränderungen in der unteren Unterelbe		- 1	(+ 1)	

\* Zahlen in Klammern sind gut abgesicherte Schätzungen.

Bei der Wertung der Erklärungen ist natürlich zu berücksichtigen, daß ein Vergleich von Fünfjahresmitteln durch astronomische und meteorologische Gegebenheiten beeinflusst ist und keine Erklärung der Differenzen bis ins letzte Detail erwartet werden kann. Dennoch:

- Die Veränderungen relativ zu Cuxhaven stimmen in dem zu erwartenden Rahmen mit den normierten Daten nach Kap. 4.1.3 überein; sie sind damit als im Ästuar entstanden anzusprechen;
- gut 2 der 2,5 bis 3 dm MThw - Erhöhung in der Elbe gehen zu Lasten der Querschnittserweiterungen von 1950 bis 1980 und eines gewissen Nachlaufes;
- die MTnw - Absenkung von 7 dm geht zurück auf rd. 4 dm durch Querschnittserweiterungen bis etwa 1980, 1 dm auf die natürlichen Veränderungen seit 1992 und je 0,5 dm auf künstliche Eingriffe in den Randbereichen und hydrologischen Nachlauf, in der Summe 6 dm;
- entsprechend sind die 9,5 bis 10 dm MThb - Erhöhung zu etwa 8 bis 9 dm erklärbar; die verbleibenden Restbeträge gehen zurück auf
  - o die Vertiefung der oberen Tideelbe
  - o natürliche Veränderungen vor 1992
  - o Maßnahmen wie die Absperrung der Alten Süderelbe und Verlandungen wie im Mühlenberger Loch;

*Hinweis:*

- $\Delta$ MThb aus Baggermengen (+ 5 dm) und Hafensflächen (+ 0,5 dm) stimmt weitgehend überein mit dem ganz anders bestimmten  $\Delta$ MThb aus Querschnittserweiterungen (+ 6 dm);
- die HThw - Erhöhungen sind erklärbar; daß die Summen nicht ganz gleich sind, liegt daran, daß die Sturmflutkollektive für die Fünfjahresmittel auch niedrigere Ereignisse enthalten, die bei den Modellrechnungen unberücksichtigt blieben.

### Zollenspieker

Die Aussagen für Zollenspieker können aus den Erkenntnissen für Hamburg abgeleitet werden, soweit sie nicht direkt bestimmt wurden. Am Pegel stellen sich die Veränderungen wie folgt dar:

Zeitraum	MThw cm NN - 5 m	MTnw cm NN - 5 m	MThb m	HThw cm NN - 5 m
1951/55	696	539	157	886
1991/95	745	486	259	942
Differenz	+5 dm	-5,5 dm	+10,5 dm	+5,5 dm

Erfahrungen mit Entwicklungen in anderen Ästuaren und z. B. in den Nebenflüssen der Elbe (Kap. 3.5) lassen folgendes im Vergleich zu Hamburg erwarten:

- $\Delta$ MThw in Hamburg laufen ungedämpft bis oberhalb Zollenspieker
- $\Delta$ MTnw in Hamburg werden oberhalb gedämpft, aber abhängig von der (größer gewordenen) Flußtiefe
- $\Delta$ HThw in Hamburg im Prinzip wie  $\Delta$ MThw, jedoch ggf. durch größer gewordene Flußtiefe leicht verstärkt.

Die Tiden sind in Zollenspieker deutlich stärker  $Q_0$ -beeinflusst als in Hamburg. Gleichzeitig hat sich der Tideeinfluß von See - einschl. elbespezifischer Veränderungen - verstärkt, so daß eine einfache Normierung der Differenzen zu Cuxhaven nicht möglich ist. In erster Näherung wird daher aus den Werten für Hamburg abgeleitet:

Tab. 31: Wasserstandsänderungen bei Zollenspieker und Erklärungen für die Ursachen

Komplex	Differenzen in dm von 51/55 auf 91/95			
	MThw	MTnw	MThb	HThw
- Meßwerte 91/95 minus 51/55	+ 5	- 5,5	+ 10,5	+ 5,5
- Zollenspieker relativ zu Cuxhaven	+ 3,5	- 5	+ 8,5	+ 6,5
- Um Nordsee- und $Q_0$ - Einflüsse bereinigte Veränderungen (Abschätzung über Hmb.)	+ 2,5	< - 7	< + 9,5	
Erklärungen:				
- dem Flußregime von See bis Hmb. entzogene Baggermengen			< + 5	
- Abnahme wasserseitiger Hafenflächen in Hamburg			< + 0,5	
- Querschnittserweiterungen von See bis Hamburg	+ 2	< - 4	< + 6	+ 1,5
- Veränderungen der Randgebiete		< - 0,5	< + 0,5	
- Wirkung aller Baumaßnahmen außerhalb der Fahrrinne einschl. Wehr Geesthacht				1 bis 9 i.M. + 6
- hydrologischer Nachlauf	< + 0,5	< - 0,5	+ 0,5	
- natürl. Veränderungen in der unteren Unterelbe ab 1992		< - 1	< + 1	

Das erlaubt folgende Schlußfolgerungen:

- Die im Regime erzeugte MThw-Erhöhung von 3,5 dm ist zu 2,5 dm belegt;
- die entsprechende MTnw-Erniedrigung von 5 dm ist mit den verfügbaren Analysen nur weich belegbar; das gilt auch für die MThb-Vergrößerung;
- mit Sicherheit hat die Vertiefung der oberen Tideelbe um 1 bis 1,5 m im Betrachtungszeitraum Einfluß in Form von Thw-Anstieg und Tnw-Abfall; dagegen treten andere, bei Hamburg relevante Entwicklungen zurück;
- die HThw-Anstiege sind erklärbar, mit dem unter Hamburg gen. Hinweis.

#### Stadersand

Wegen fehlender Daten können Wirkungen nach Kap. 4.1.1 nicht bestimmt werden (dies gilt auch für Brunsbüttel). Die Veränderungen am Pegel stellen sich wie folgt dar:

Zeitraum	MThw	MTnw	MThb	HThw
	cm NN - 5 m	cm NN - 5 m	cm	cm NN - 5 m
1951/55	647	391	256	852
1991/95	675	371	304	872
Differenz	+ 3 dm	- 2 dm	+ 5 dm	+ 2 dm

Damit änderten sich MThb und HThw um halb so große Beträge wie in Hamburg. Interpretationsmöglichkeiten sind:

Tab. 32: Wasserstandsänderungen bei Stadersand und Erklärungen für die Ursachen

Komplex	Differenzen in dm von 51/55 auf 91/95			
	MThw	MTnw	MThb	HThw
- Meßwerte 91/95 minus 51/55	+ 3	- 2	+ 5	+ 2
- Stadersand relativ zu Cuxhaven	+ 1,5	- 2	+ 3	+ 3
- Um Nordsee- und $Q_0$ - Einflüsse bereinigte Veränderungen (SIEFERT, 1992)	+ 1,5	- 2	+ 3,5	
Erklärungen:*				
- Querschnittserweiterungen bis etwa 1980	+ 1	(- 2)	(+ 3)	+ 1
- Wirkung aller Baumaßnahmen außerhalb der Fahrrinne einschl. Wehr Geesthacht				0 bis 4 i. M. + 2,5
- hydrologischer Nachlauf			(< + 0,5)	
- natürl. Veränderungen in der unteren Unterelbe ab 1992		(- 0,5)	(- 0,5)	

\* Zahlen in Klammern sind gut abgesicherte Schätzungen.

Damit ist die Entwicklung in Stadersand sehr gut belegt.

### Brunsbüttel

Die Veränderungen am Pegel Brunsbüttel sind so klein, daß sie mit den Ansätzen aus Kap. 4.1 bis 4.7 entweder gar nicht erfaßt werden können oder aber zu Null ermittelt wurden (siehe dort).

## 4.9 Wirkungen auf die Hydrologie der Nebenflüsse

SIEFERT u. JENSEN (1993) geben grobe Werte für die Auswirkungen von Tnw-Absenkungen in der Elbe auf die Entwicklungen in den Nebenflüssen an:

Tab. 33: MTnw-Absenkung in den Nebenflüssen der Tideelbe von den 50er bis in die 80er Jahre (in dm)

Nebenfluß	$\Delta$ MTnw an der Mündung	$\Delta$ MTnw rd. 5 km oberhalb der Mündung	$\Delta$ MTnw rd. 10 km oberhalb der Mündung
Ilmenau	2	1,5	1
Este	5	2	1
Lühe	2	1	0
Pinnau	1,5	0,5	0
Stör	0,5	0	0
Oste	0,5	0	0

Zur weiteren Erläuterung der Zusammenhänge Elbe-Nebenfluß zeigt Abb. 57 die Auswirkungen von Hoch- und Niedrigwasseränderungen von der Elbe in die Oste hinein. Hier sind die Differenzen der mittleren Niedrigwasser und Hochwasser der Jahre 1950 bis 1973 sowie 1979 bis 1994 in der unteren Oste dargestellt. Diese Zeiträume repräsentieren ungefähr die Jahre vor und nach dem KN – 13,5-m-Fahrrinnenausbau der Elbe. Es ist ersichtlich, daß das MTnw an der Ostemündung (wie übrigens auch in Cuxhaven) zwischen den genannten Zeiträumen um 5 cm abgesunken ist, was allerdings nicht (allein) auf den Fahrrinnenausbau zurückzuführen ist. Weiter stromauf ist diese Niedrigwasserabsenkung bereits nach wenigen Kilometern nicht mehr zu verzeichnen. Bereits am Pegel Belum, d. h. rund 4 km oberhalb der Mündung und somit noch vor dem Sperrwerk und der Hauptdeichlinie, ist die MTnw-Differenz gleich Null. Weiter stromauf ist dann das erwähnte Ansteigen der Niedrigwasserhöhen zu beobachten, das rund 5 cm ausmacht und bis über den Pegel Osten hinaus anhält. Es geht möglicherweise auf natürliche Verlandungen zurück.

Beim MThw stellen sich die Verhältnisse anders dar. Der im Bereich der Unterelbe zu verzeichnende Anstieg des Hochwassers um etwa 10 cm ist auch im Bereich des Pegels Belum noch im vollen Ausmaß zu beobachten. Erst vergleichsweise langsam klingt die Hochwassererhöhung stromauf ab. Am Pegel Oberndorf macht die Erhöhung des MThw allerdings nur noch 20 % (= 2 cm) vom Wert an der Mündung aus und bleibt im weiteren Verlauf konstant auf diesem Niveau. Es zeigt sich also, daß die externen Änderungen des mittleren Hochwassers im Gegensatz zum MTnw weiter in die Oste hinaufreichen. Die Wasserstandsdaten der unteren Oste aus den letzten 45 Jahren zeigen somit, daß hier im Hinblick auf längerfristige externe Veränderungen von mittleren Hoch- und Niedrigwasserständen folgende Verhältnisse vorliegen:

- Der unmittelbare Mündungsbereich der Oste, der etwa 4,5 km stromauf bis zum Sperrwerk reicht („Zone I“ in Abb. 57), wird in bezug auf die mittel- bis langfristigen Veränderungen der Wasserstandsverhältnisse klar von der Elbe dominiert. Dies gilt insbesondere für das MThw, während Änderungen des MTnw aus der Elbe bereits wenige Kilometer stromauf von der Mündung kaum mehr erkennbar sind.
- „Zone II“, die sich vom Sperrwerk bis etwa 15 km stromauf erstreckt, kann hinsichtlich des Einflusses der Elbe als „Übergangszone“ bezeichnet werden. Während sich ein stromauf abschwächender Einfluß der Elbe auf das MThw verzeichnen läßt, wird das Niedrigwasser bereits in diesem Flußabschnitt im wesentlichen durch die topographischen und hydrologischen Bedingungen der Oste bestimmt.
- In „Zone III“, die sich stromauf an die Übergangszone anschließt und etwa 15 km stromauf beginnt, werden langfristige Wasserstandsveränderungen in erster Linie durch die Oste bestimmt. Ein externer Einfluß der Elbe ist in diesem Bereich nicht mehr meßbar, weshalb hier (also noch unterhalb von Oberndorf) der Wirkungswechsellpunkt definiert werden kann (siehe dazu auch Kap. 3.5.9).

Ein interessantes Detail ist in diesem Zusammenhang erwähnenswert. An den Pegeln Oberndorf und Osten ist ungefähr ab 1969 ein Absinken der mittleren Hochwasserhöhen im Vergleich zu den übrigen Pegeln zu beobachten. Diese Gegebenheit ist auf den Bau des Sturmflutsperrwerks im Jahr 1968 zurückzuführen. Durch die Schließung des Sperrwerks bei Sturmfluten werden die Hochwasserhöhen an den stromauf liegenden Pegeln „gekappt“, was sich in den niedrigeren Jahresmitteln des Hochwassers niederschlägt. Am Pegel Belum, der nur wenige hundert Meter vor dem Sperrwerk liegt, ist diese Tendenz dementsprechend nicht zu beobachten.

Als Ergänzung ist auf Abb. 58 die Änderung des Energieeintrags von 1950 bis 1990 anhand der Änderung des Tidehubes für alle Nebenflüsse dargestellt. Klammert man die un-

MThw- und MTnw-Differenzen 1950/73 gegen 1979/94 in der unteren Oste

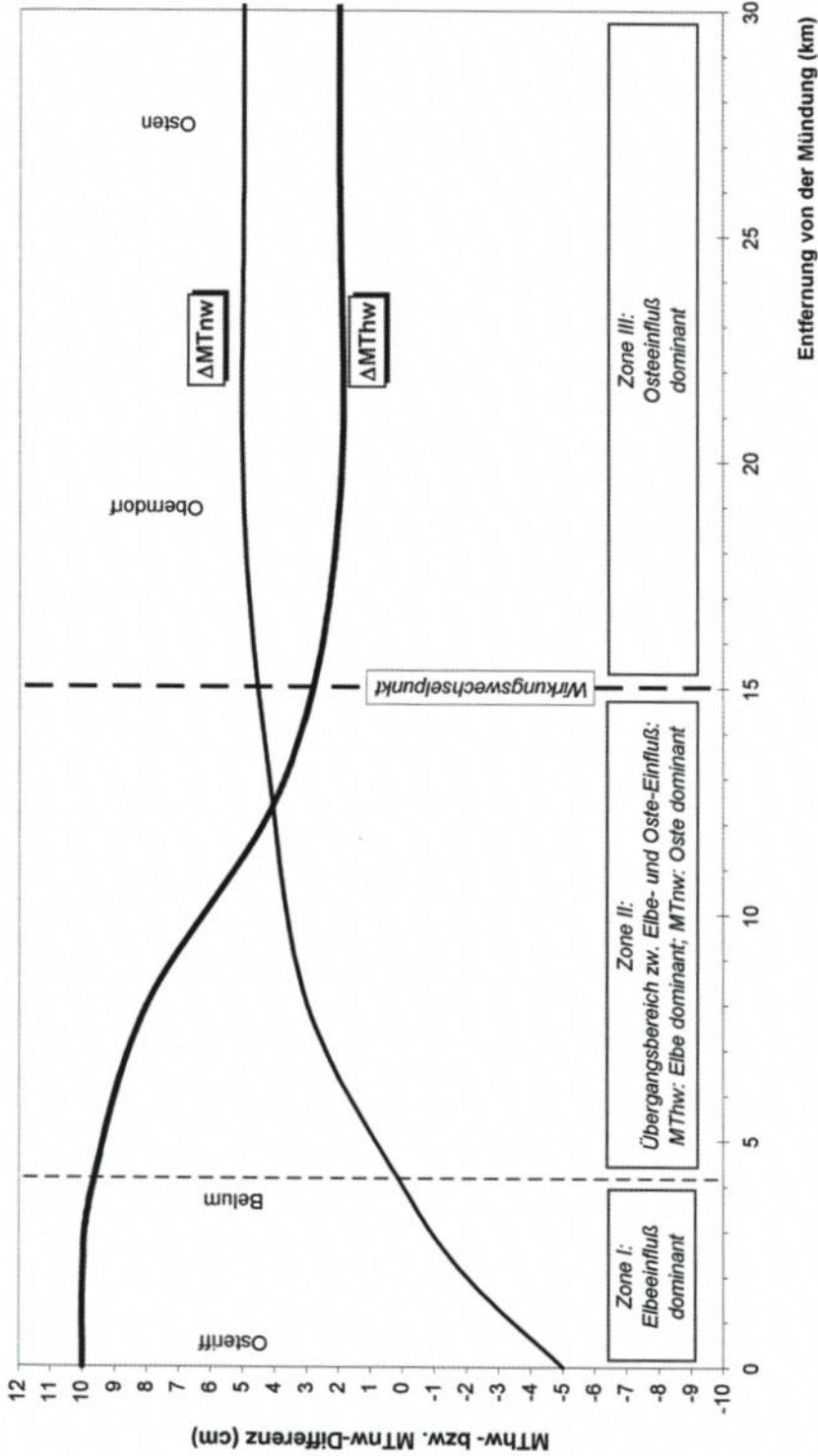


Abb. 57

**MThb-Änderungen in den Nebenflüssen von etwa 1950 bis etwa 1990  
mit Angabe der Wirkungswechsellpunkte ( ⊙ )**

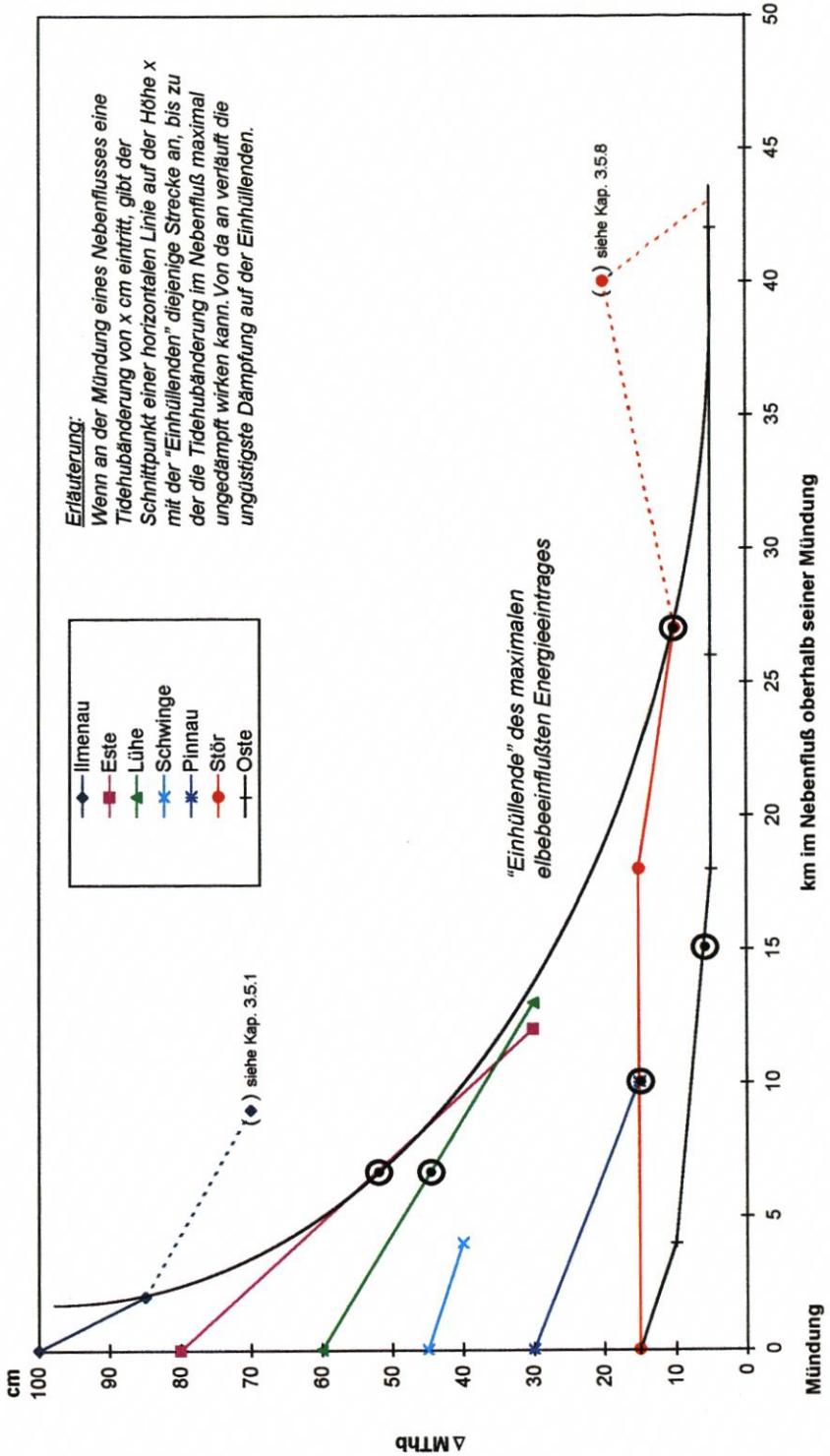


Abb. 58

terschiedlichen Oberwasser- und Gefälleverhältnisse der Nebenflüsse aus, geht daraus zum einen hervor, daß die Abnahme des Tidehubs besonders stark ist, wenn die Änderung an der Mündung sehr groß ist. Dies ist Folge der beschränkten Querschnitte in den Nebenflüssen, die sich nicht entsprechend dem neuen Energieangebot aufweiten, sondern den Energiefluß durch ihre Rauheit begrenzen. Besonders deutlich wird dies bei der Ilmenau, der Este sowie der Lühe. Andererseits können, was die Beispiele Stör und Oste zeigen, *kleine* Tidehubänderungen an der Mündung weit in die Nebenflüsse vordringen, wobei auf den ersten 30 km durchaus keine Dämpfung vorhanden sein muß. Es bietet sich zur Verdeutlichung der Verhältnisse daher an, auf Abb. 58 eine „Einhüllende“ zu skizzieren, die folgende Aussage erlaubt: Wenn eine Thb-Änderung „X“ an der Nebenflußmündung auftritt – durch anthropogene Maßnahmen oder natürliche Einflüsse –, markiert der Schnittpunkt der Horizontalen durch „x“ mit der Einhüllenden die Länge, auf der im Nebenfluß längstens keine Dämpfung auftritt. Von da an werden die Wasserstandsänderungen mindestens entsprechend dem Verlauf der Einhüllenden gemindert, und zwar zunächst diejenigen der Tideniedrigwasser.

Von besonderer Bedeutung, das hat die Diskussion der Wasserstandsentwicklungen in den einzelnen Nebenflüssen gezeigt, ist die hydrologische Entwicklung zwischen 1970 und 1980, weil in dieser Zeit die Unterelbe auf KN – 13,5 m ausgebaut wurde und darüber hinaus große Mengen Sand für den Bau neuer Deiche aus der Elbe entnommen wurden. Tab. 34 gibt einen zusammenfassenden Überblick über die Entwicklung der Wasserstände in den 70er Jahren:

Tab. 34: Veränderungen von Thw und Tnw zwischen 1970 und 1980 in der Elbe und den Nebenflüssen

Fluß	Pegel	km oberhalb der Nebenflußmündung	$\Delta$ Thw (cm)	$\Delta$ Tnw (cm)
Elbe	Zollenspieker	–	+ 20	– 20
Ilmenau	Fahrenholz	9,7	+ 15	– 20
Elbe	Cranz	–	+ 25	– 40
Este	Buxtehude	12	+ 20	– 10
Elbe	Lühort	–	+ 25	– 25
Lühe	Horneburg	12,5	+ 20	0
Elbe	Grauerort	–	+ 20	– 15
Pinnau	Neuendeich	3,7	(+ 15)	– 10
	Uetersen	9,7	+ 10	0
Elbe	Kollmar	–	+ 15	– 10
Krückau	Elmshorn	11,5	+ 15	–
Elbe	Brokdorf	–	+ 10	– 10
Stör	Kasenort	17,9	+ 5	– 5
	Itzehoe	26,8	+ 5	0
	Breitenburg	39,5	+ 10	0
	Grönhude	46,3	+ 15	+ 20
	Rensing	51,4	(+ 20)	(+ 25)
Elbe	Osteriff	–	+ 5	– 5
Oste	Belum	3,5	+ 5	0
	Oberndorf	17,7	0	+ 5
	Osten	25,8	0	+ 5
	Hechthausen	42,3	0	+ 5
	Niederochtenhausen	62,6	+ 5	0
	Bremervörde	72,8	+ 5	0

Wegen mangelhafter Daten unsichere Werte sind eingeklammert.

Ein anderer Gesichtspunkt ist die binnenseitige Wirkung möglicher längerer Schließdauern bei in der Elbe höher und länger auflaufenden Sturmfluten. Dabei ist folgendes zu bedenken:

- Sturmfluten müssen als Einzelereignisse betrachtet werden;
- durch die Veränderungen in der Elbe wurden – wenn überhaupt – die Überschreitungsdauern nur im Scheitelbereich verlängert; dies ist nur dann wirksam, wenn die Höhe der Flut den Schließhorizont des Sperrwerkes um nicht mehr als 0,5 m überschreitet, wie auf Abb. 5 analog für eine mittlere Tide erläutert wurde;  
Beispiel Estesperwerk: Schließhorizont: 2,8 m NN  
Sturmfluthöhe: 3,3 m NN  
Eintrittswahrscheinlichkeit analog zu Abb. 3: 0,5 T./J. für 2,8 m NN und  
0,15 T./J. für 3,3 m NN  
mittlere Überschreitungsdauern entspr. Abb. 5: Null für Scheitelhöhe 2,8 m und 2:40 h für Scheitelhöhe 3,3 m NN. Daraus geht hervor, daß nur die *k u r z e n* Schließdauern um einige Minuten verlängert werden.
- Wenn die Sturmfluten höher aufliefen (an der Este geschieht das bei gut 20 Tiden/Jahr), änderten sich die Schließdauern *n i c h t*!
- Einziger kritischer Fall könnte sein, wenn bei Kettensturmfluten, d. h. 2 bis 3 Fluten hintereinander, die Tore auch bei Niedrigwasser geschlossen bleiben müßten; dagegen spricht jedoch eindeutig der Trend, daß die *T<sub>nw</sub>* (auch die hohen!) *n i e d r i g e r* geworden sind.

## 5. Verhältnisse 1991/97

Die wichtigsten Parameter für das aktuelle Fünfjahresmittel 1993/97 sind auf Tab. 35 zusammengestellt. Abb. 59 zeigt die *M<sub>Thw</sub>* und *M<sub>Tnw</sub>* im Längsschnitt. Wie es zu diesem Zustand mit steigenden *M<sub>Thw</sub>* etwa ab km 680 und fast gleich hohen *M<sub>Tnw</sub>* von See bis km 620 kam, lassen Abb. 60 und 61 erkennen. Abschließend sind die mittleren Tidekurven 1991/95 für die fünf ausgewählten Stützpegel auf Abb. 62 dargestellt. Daraus lassen sich leicht die Gefälleverhältnisse in der heutigen Tideelbe erkennen: Um *T<sub>nw,CUX</sub>* herrscht Ebbe mit einem Wasserspiegelgefälle von rd. 3 m auf 125 km. Zu *T<sub>hw,CUX</sub>* ist überall Flut mit halb so starkem entgegengesetzten Gefälle. Dazwischen variieren Flut und Ebbe phasenweise über die Flußlänge.

Zu einer umfassenden Darstellung gehört selbstverständlich mehr. Deswegen sei auf die Beispiele in Kap. 2.3 verwiesen. Sie zeigen die ganze natürliche Variationsbreite der Tiden und sind in Diskussionen um Tideänderungen und deren Auswirkungen auf Umgebungsparemeter sehr hilfreich.

Wegen der bereits unter 2.1 und 2.2 angesprochenen Datenlage und Probleme kann keine generelle Übersicht über die Strömungsverhältnisse gegeben werden. Vielmehr wird dazu auf die sehr detaillierten Ergebnisse des Elbmodells der BAW verwiesen (BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, 1996), die auch über Internet abrufbar sind.

## 6. Danksagung

In der hier zusammengetragenen Fülle sind hydrologische Daten aus dem Elbegebiet noch nicht veröffentlicht worden. Daß dies möglich wurde, verdanke ich der freundlichen und engagierten Mithilfe vor allem der Kollegen aus den Wasser- und Schiffsämtern

Tab. 35: Wasserstandsverhältnisse in der Tideelbe 1993/1997

Pegel	1993/97		1993/97		1993/97		1993/97		Eintrittszeit-Differenzen		1992/96	
	MThw	MTnw	HThw	NTnw	HHThw	NNTnw	TF	TE	zum nächsten Pegel	zu Cuxhaven	zum nächsten Pegel	zu Cuxhaven
	cm NN	cm NN	cm NN	cm NN	cm NN	cm NN	h:m	h:m	h:m	h:m	h:m	h:m
UP Geesthacht	+ 275	+ 77	+ 654	- 81	+ 701	- 96	4:03	8:24	0:02	4:53	0:08	6:18
Altengamme	+ 270	+ 60	+ 649	- 89	+ 725	- 110	4:07	8:18	0:05	4:51	0:07	6:10
Elbstorf	aufgelassen	1976	**	**	+ 721	- 59	**	**	**	**	**	**
Drennhaus	+ 263	+ 43	+ 640	- 92	+ 640	- 112	4:12	8:13	0:16	4:46	0:27	6:03
Zollenspieker	+ 246	- 5	+ 627	- 131	+ 635	- 135	4:24	8:01	0:21	4:30	0:35	5:36
Over	+ 234	- 67	+ 615	- 200	+ 640	- 207	4:40	7:45	0:09	4:09	0:17	5:01
Bunthaus	+ 224	- 106	+ 611	- 246	+ 643	- 254	4:50	7:35	0:13	4:00	0:29	4:44
Harburg ++	+ 215	- 149	+ 608	- 310	+ 643	- 331	5:05	7:20	- 0:01	3:47	- 0:09	4:15
Schöpfstelle	+ 216	- 145	+ 602	- 338	+ 645	- 310	4:58	7:27	0:09	3:48	0:20	4:24
St. Pauli	+ 208	- 149	+ 602	- 338	+ 645	- 348	5:08	7:17	0:11	3:39	0:16	4:04
Seemannshöft	+ 201	- 145	+ 595	- 333	+ 639	- 345	5:14	7:12	0:10	3:28	0:15	3:48
UF Blankenese	+ 196	- 138	+ 590	- 325	+ 633	- 339	5:19	7:06	0:10	3:18	0:11	3:33
Schulau	+ 187	- 138	+ 576	- 326	+ 625	- 339	5:19	7:07	0:11	3:08	0:13	3:22
Lühort	+ 184	- 135	+ 569	- 321	+ 621	- 335	5:21	7:04	0:17	2:57	0:18	3:09
Stadersand	+ 174	- 132	+ 553	- 323	+ 606	- 346	5:23	7:03	0:09	2:40	0:11	2:51
Grauerort	+ 170	- 131	+ 546	- 321	+ 601	- 351	5:24	7:01	0:11	2:31	0:15	2:40
Kollmar	+ 162	- 131	+ 533	- 319	+ 589	- 357	5:28	6:57	0:11	2:20	0:14	2:25
Glückstadt	+ 156	- 129	+ 517	- 321	+ 583	- 372	5:31	6:55	0:31	2:09	0:27	2:11
Brokdorf	+ 156	- 128	+ 507	- 326	+ 566	- 373	5:27	6:59	0:38	1:38	0:33	1:44
Brunsbüttel	+ 149	- 137	+ 479	- 326	+ 542	- 364	5:22	7:03	0:11	1:00	0:14	1:11
Osteriff	+ 151	- 141	+ 472	- 329	+ 544	- 366	5:26	6:59	0:25	0:49	0:35	0:57
Otterdorf	+ 149	- 146	+ 467	- 341	+ 542	- 371	5:35	6:50	0:24	0:24	0:22	0:22
Cuxhaven	+ 150	- 150	+ 449	- 344	+ 510	- 402	5:33	6:53	**	**	**	**
Gr. Vogelsand	+ 147	- 152	+ 415	- 331	+ 453	- 353	5:51	6:34	**	**	**	**

Die Eintrittszeit-Differenzen sind aus der Jahresreihe 1992/96. Die Angaben für 1993/97 liegen nicht vor.  
++ Süderelbe

Längsschnitt des MThw (1993/97) und des MTnw (1993/97) in der Tideelbe

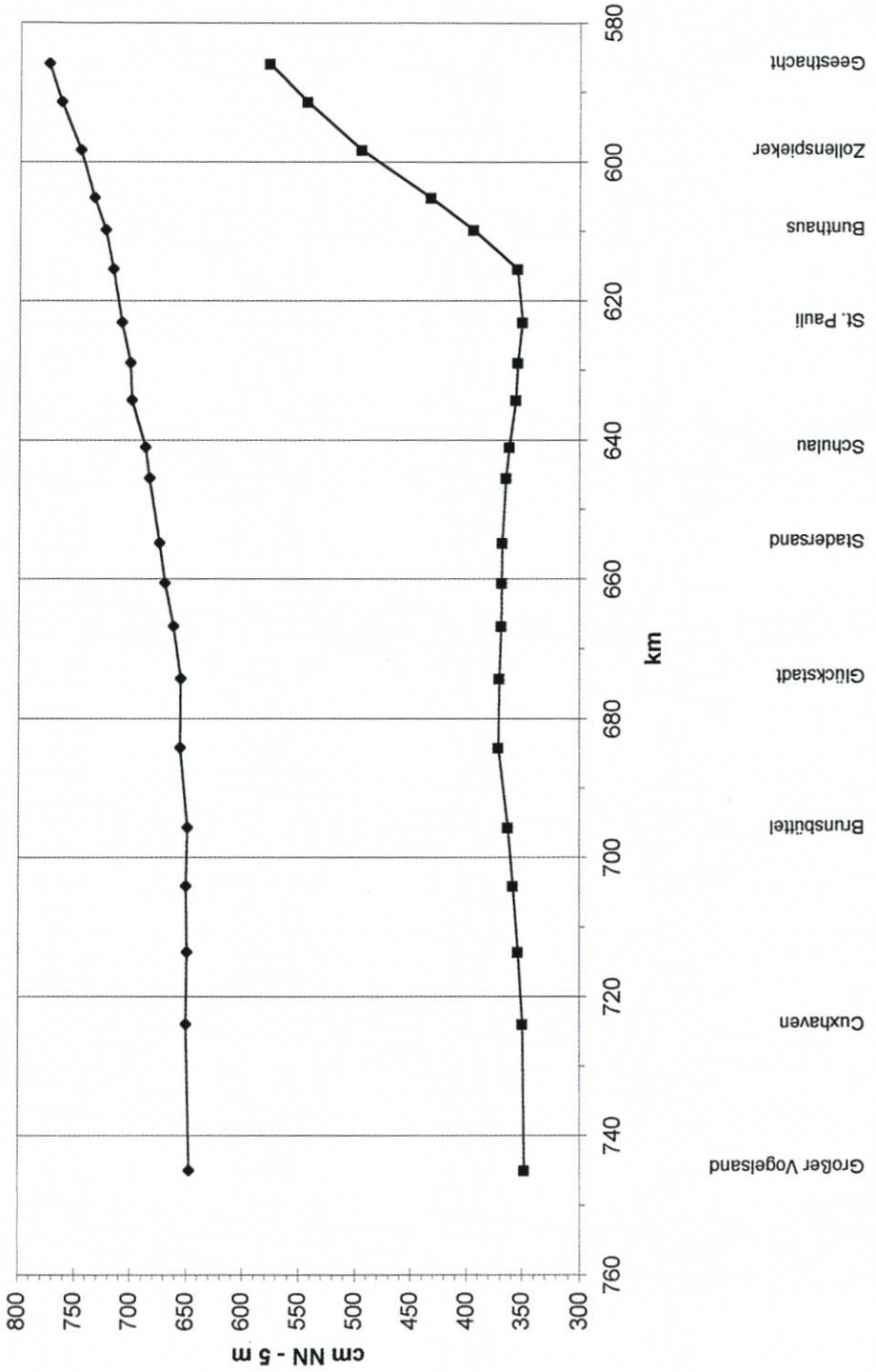


Abb. 59

Längsschnitt MThw Tideelbe

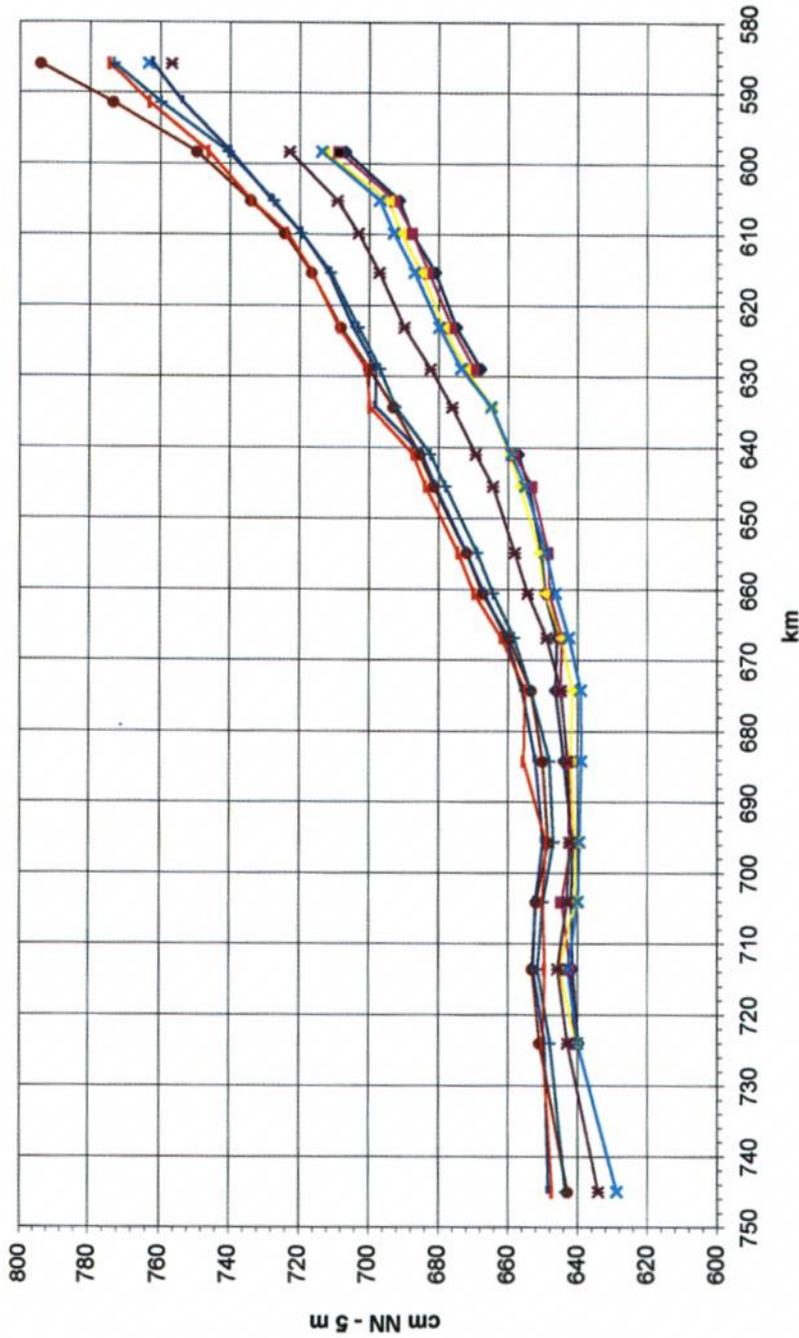


Abb. 60

Längsschnitt MTnw Tideelbe

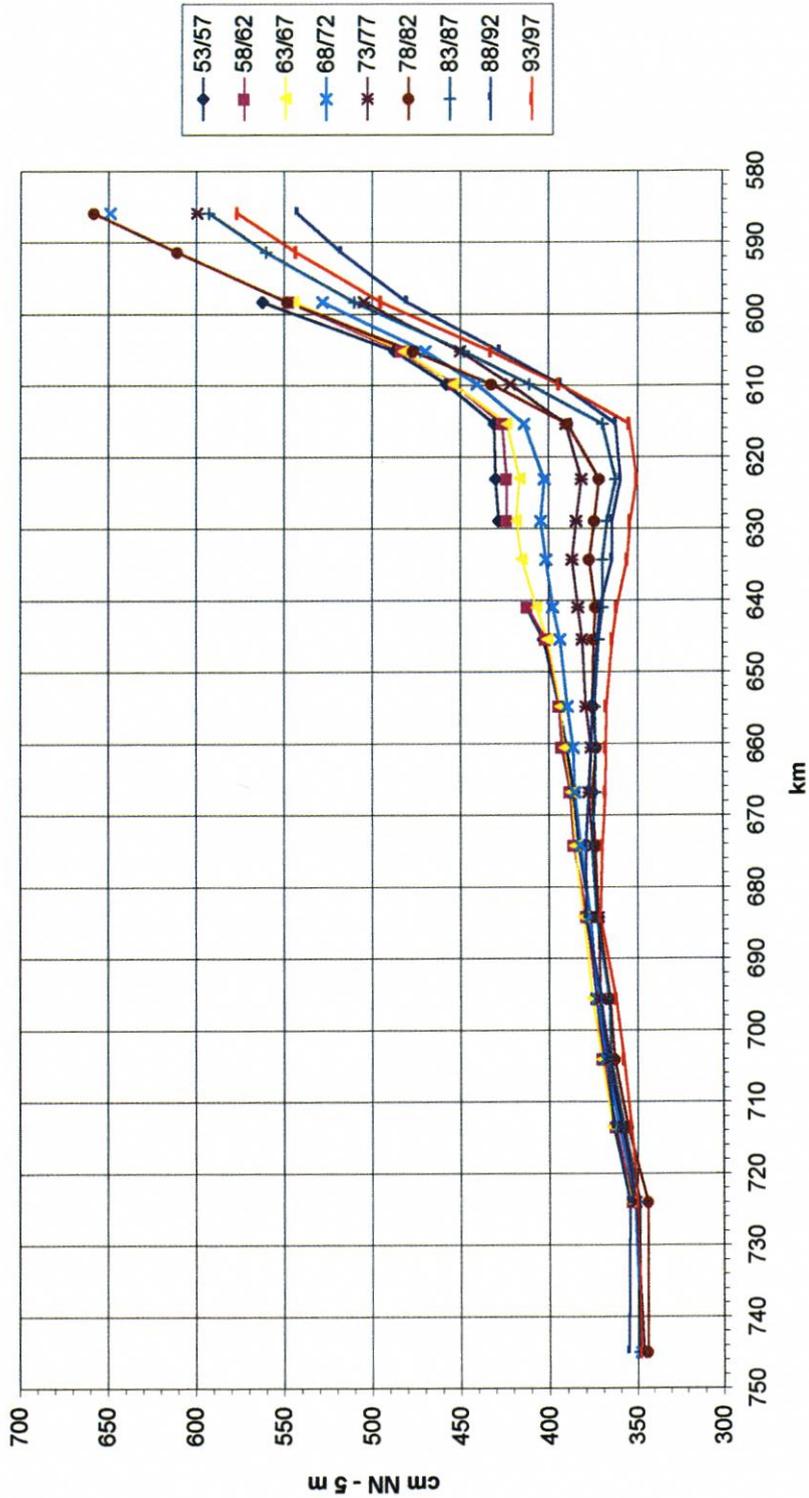


Abb. 61

# Mittlere Tidekurven Elbe 1991/95

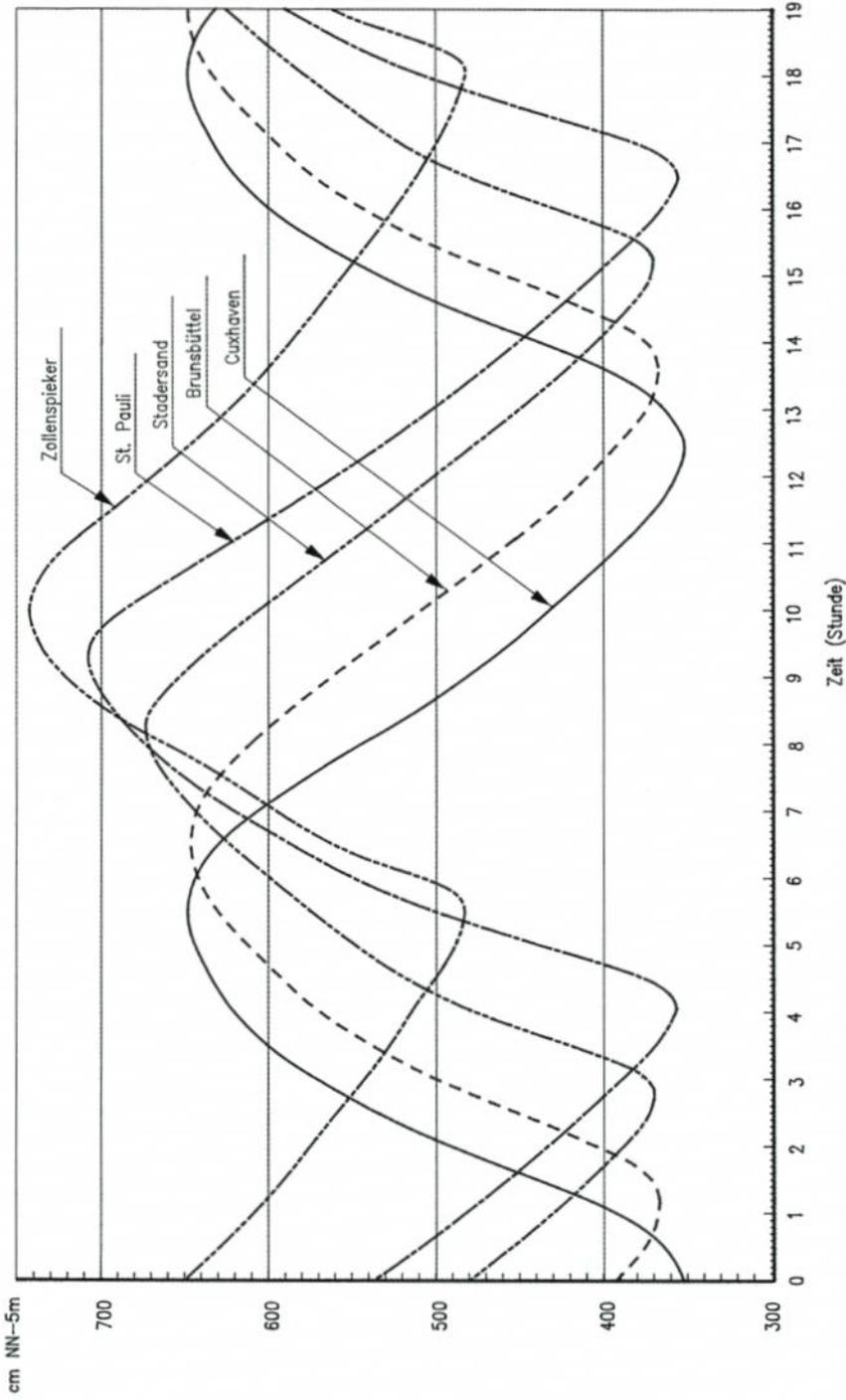


Abb. 62

Hamburg und Cuxhaven und natürlich meinen Mitarbeitern beim Strom- und Hafenausbau Hamburg. Insbesondere bedanke ich mich bei Dipl.-Geogr. ULRICH FERK, der mir viele Anregungen zur textlichen Gestaltung gegeben hat und für die meisten Abbildungen verantwortlich zeichnet.

## 7. Schriftenverzeichnis

- BAW/AK: Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe – Ausbaubedingte Änderung der Tidedynamik. Gutachten, 1996 (unveröffentlicht).
- BAW/AK: Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe – Ausbaubedingte Änderung in den Elbenebenflüssen. Gutachten, 1996 (unveröffentlicht).
- BAW/AK: Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe – Ermittlung und Bewertung ausbaubedingter Änderungen der Seegangsbelastung auf Ufer, Watten und Deiche. Gutachten, 1996 (unveröffentlicht).
- BERNHARD, M.: Die Entwicklung an der Fahrrinnensohle in Übertiefen der Unter- und Außenelbe anhand einiger ausgewählter Streckenabschnitte. Wasser- und Schifffahrtsamt Hamburg, Sachbereich Neubau, Studie Nr. 3. Hamburg, 1996 (unveröffentlicht).
- BERNHARD, M., HANSEN, R.-D. u. NEEMANN, V.: Die morphologische Entwicklung im Tide regime der Unter- und Außenelbe unter Berücksichtigung der Bodenentnahmen und -umlagerungen. WSA Hamburg, Studie Nr. 1, 1995 (unveröffentlicht).
- BUND-LÄNDER-AG BEWEISSICHERUNG: Strömungsmessungen in den Nebenelben. Arbeitsber., 1995? (unveröffentlicht).
- DÄN. HYDR. INST.: Hamburger Hafen. Tabellen der Hydrologie, Topographie und Sedimentbeförderung. Hørsholm, 1988 (unveröffentlicht).
- FERK, U.: Natürliche und anthropogen beeinflusste Entwicklung mittlerer Wasserstände in einem Tidefluß am Beispiel der Unterelbe. Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft (VSAG), Bd. 20, 1998, S. 71–81.
- FERK, U. et al.: Zur Entwicklung des Tideniedrigwassers 1993/94 in der Unterelbe. Strom- und Hafenausbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 82 und WSA Hamburg, Studie Nr. 4, 1996 (unveröffentlicht).
- FÜHRBÖTER, A. u. PARTENSKY, H. W.: Untersuchungen über die Entwicklung der Tidewasserstände in der Elbe, Weser und Ems. Arbeitsber., 1982 (unveröffentlicht).
- GÖHREN, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
- HENSEN, W.: Stromregelungen, Hafenausbau, Sturmfluten in der Elbe und ihr Einfluß auf den Tideablauf. Festschr. 30. Dt. Geographentag, Verl. F. Hirt, Kiel, 1955.
- HINRICHSSEN, A.: Der Einfluß des Oberwassers auf die Tideparameter der Elbe. Mitteilungen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord. Kiel, 1991.
- KEIL, G.-W.: Die schrittweise Anpassung der Elbe an die Entwicklung des Seeschiffsverkehrs. Jb. der Hafenbautechn. Ges., Bd. 40, 1985.
- LÄNDERARBEITSGR.: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. Die Küste, H. 47, 1988.
- LASSEN, H. u. SIEFERT, W.: Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee, säkularer Trend und Verhältnisse um 1980. Die Küste, H. 52, 1991.
- LASSEN, H., SIEFERT, W.: Zur Windstauentwicklung in der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 53, 1992.
- NEEMANN, V.: Protokoll einer mittleren Tide der Elbe für das Jahr 1988. WSD Nord, Dez. für Gewässerkunde, Beitrag Nr. 4, 1992 (unveröffentlicht).
- NEEMANN, V.: Zusammenstellung bedeutender Baumaßnahmen in der Tideelbe. WSD Nord, Dez. für Gewässerkunde, Beitrag Nr. 9, 1993 (unveröffentlicht).
- NIEMEYER, H.: Ermittlung der Änderungen mittlerer Tidescheitel in der Tideelbe infolge des Ausbaus von Außen- und Unterelbe auf KN – 13,5 m. Forschungsstelle Küste, Beweissich. zum 13,5-m-Ausbau, Ber. Nr. 1, Kurzfass., 1994 (unveröffentlicht).
- ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 36, 1971.
- SIEFERT, W.: Hydrologische Daten aus dem Tidegebiet der Elbe und ihrer Nebenflüsse. In: Hamburger Küstenforschung, H. 35/1976 (Gleichzeitig Mitt. Nr. 20 der WSD Nord, 1976).
- SIEFERT, W.: Über die Veränderung der Tidewasserstände in der Elbe als Folge der Fahrrinnen-

- vertiefungen. Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 70, 1992 (unveröffentlicht).
- SIEFERT, W.: Das Sturmflutgeschehen in der Tideelbe und der Einfluß der Fahrrinnenvertiefung. Hansa, H. 9, 1994.
- SIEFERT, W.: Die Entwicklung des Hamburger Stromspaltungsgebietes der Elbe von 1950 bis 1994. Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 76, 1995 (unveröffentlicht)\*.
- SIEFERT, W.: Überlegungen zu den hydromechanischen Ergebnissen der BAW für eine Beurteilung von Wertänderungen. Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 85, 1996 (unveröffentlicht).
- SIEFERT, W.: Wellenwirkung als Bestimmungsgröße für Bemessung. Sprechtag HTG, Hamburg, 1996.
- SIEFERT, W.: Die Tideverhältnisse in der Elbe von 1950 bis 1996, Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 87, 1997 (unveröffentlicht).
- SIEFERT, W. u. FERK, U.: Der Tidebereich der Elbnebenflüsse – Entwicklung der Wasserstände von 1950 bis 1995. Strom- und Hafenanbau, Ref. Hydrologie, Studie Nr. 84, 1996 (unveröffentlicht).
- SIEFERT, W. u. HAVNØ, K.: Sturmflutuntersuchungen für die Elbe mit den mathematisch-hydraulischen Modellen des Dänischen Hydraulischen Instituts. Hamb. Küstenf., H. 46, 1989.
- SIEFERT, W. u. JENSEN, J.: Fahrrinnenvertiefung und Tidewasserstände in der Elbe. Hansa, H. 10, 1993.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Entwicklung und Ablauf von Sturmfluten in Ems, Weser und Elbe. Die Küste, H. 44, 1986.
- STENGEL, T.: Änderungen der Tidedynamik in der Deutschen Bucht und Auswirkungen eines Meeresspiegelanstiegs. Ber. Inst. für Strömungsmech. der Univ. Hannover, Nr. 38, 1994.
- STENGEL, T. u. ZIELKE, W.: Der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs auf Gezeiten und Sturmfluten in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 56, 1994.
- STROM- UND HAFENBAU: Die Entwicklung des Hamburger Stromspaltungsgebietes der Elbe von 1950 bis 1994. Statusbericht, Dez. 1995.
- WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT HAMBURG: 13,5-m-Elbeausbau. Erfahrungsbericht (Entwurf), 1992 (unveröffentlicht).

---

\* Veröffentlicht als: Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde, Strom- und Hafenanbau (Hrsg.) [1995]: Die Entwicklung des Hamburger Stromspaltungsgebietes der Elbe von 1950 bis 1994. Statusbericht. Hamburg, 1995.

# Die Strömungsverhältnisse zwischen Sylt und Amrum

Von JAN ROSS

## Zusammenfassung

Im Rahmen eines KFKI-Forschungsprojekts fanden im Frühjahr und Herbst 1996 je zwei jeweils achtwöchige Meßkampagnen im Hörnum-Tief statt. Die Ergebnisse der Naturmessungen im Meßprofil zwischen den Inseln Sylt und Amrum werden vorgestellt. Es zeigt sich dabei, daß sich der Schnitt in einen durch Flut- und einen durch Ebbestrom dominierten Teil aufspaltet. Von der Hörnum-Odde bis zur Mitte des Hörnum Tiefs überwiegt der Ebbestrom sowohl hinsichtlich der Geschwindigkeit als auch der Dauer. Im restlichen Teil bis nach Amrum ist die Flutstromgeschwindigkeit höher, aber auch hier ist die Ebbestromdauer deutlich länger als die Flutstromdauer. Die Verteilung der Restströme unterstreicht dieses Muster. Während im Bereich der Hörnum-Odde ein sehr starker Reststrom mit über 13 km/Tide in Richtung Nordsee auftritt, erreicht er vom südlichen Teil des Hörnum-Tiefs bis zur Insel Amrum nur Werte bis 2 km/Tide bei unterschiedlichen Richtungen. Mit dieser Strömungsverteilung ist ein kräftiger Wasserversatz aus dem Hörnumer Tidebecken in die Nordsee verbunden. Die Bilanzierungen der Wassermengen für verschiedene Zeiträume ergeben Nettotransporte von bis zu 114 Millionen m<sup>3</sup> pro Tide.

## Summary

*Within the scope of a KFKI research project two measuring campaigns in the Hörnum Deep of 8 weeks duration each took place in spring and also in autumn of 1996. The results of the field investigations carried out in a profile between the islands of Sylt and Amrum are presented. It turns out that the profile is split into a flood- and into an ebb current dominated part. From the Hörnum Odde to the middle of the Hörnum Deep, the ebb current is predominant with regard to velocity as well as duration. In the remaining part up to Amrum, the flood current velocity is higher but the ebb current duration is also significantly longer than the flood current duration. The distribution of the residual currents emphasizes this pattern. While a very strong residual current appears in the region of the Hörnum Odde with more than 13 km/tide in the direction of the North Sea, it only shows values up to 2 km/tide with different directions in the southern part of the Hörnum Deep to the island Amrum. A strong water transport from the Hörnum tidal basin into the North Sea is connected with this current distribution. The balances of these water quantities for different periods result in flows up to 114 millions m<sup>3</sup>/tide.*

## Inhalt

1. Einleitung .....	118
2. Die Tiefenverteilung zwischen Sylt und Amrum .....	118
3. Das Meßprogramm .....	118
4. Ergebnisse der Strömungsmessungen .....	122
4.1 Strömungsverteilung .....	122
4.2 Strömungsstatistik .....	125
4.3 Restströme .....	130
4.4 Transporte .....	135
5. Danksagung .....	138
6. Schriftenverzeichnis .....	139

## 1. Einleitung

In einer Zusammenarbeit zwischen dem Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum (ALW), dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie in Hamburg (BSH) und dem Forschungs- und Technologiezentrum Westküste in Büsum (FTZ) entstand die Initiative für das Forschungsvorhaben „Der Wasseraustausch im Tidebecken Hörnum-Tief“. Das Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (BMBF) übernahm auf Antrag des ALW vom 15. 6. 95 die finanzielle Förderung des Projektes für den Zeitraum vom 1. August 1995 bis zum 31. März 1998.

In dem Projekt geht es darum, längerfristige Zeitreihen hydrologischer Parameter wie Strömung, Seegang und Schwebstoffgehalt zu erstellen. In einem zweiten Schritt erfolgt die Verknüpfung der hydrologischen Daten mit den meteorologischen Randbedingungen während der Meßkampagnen. Das Ziel innerhalb des Projektes ist es, anhand dieser Meßergebnisse die unterschiedlichen Füll- und Entleerungsvorgänge des Tidebeckens Hörnum-Tief mit den angrenzenden Meeresgebieten in Abhängigkeit von Tidegeschehen und Wetter zu untersuchen. Weiterhin sollen die Daten einerseits dazu dienen, Austauschraten und Austauschbilanzen für das Hörnum-Tidebecken zu berechnen und andererseits als Grundlage für die Validierung lokaler Modelle bereitgestellt werden.

Ausgehend von der Fragestellung des Projektes, die Füll- und Entleerungsvorgänge des Hörnum-Tidebeckens zu untersuchen, wurde eine jeweils achtwöchige Meßkampagne im Frühjahr und Herbst 1996 vom ALW und BSH entlang dreier Querschnitte im Hörnum-Tidebecken durchgeführt. Aufgrund der Fülle von Daten und Informationen wird in diesem Bericht nur auf die Strömungen, Restströme und Transporte in dem Meßprofil 1 zwischen den Inseln Sylt und Amrum eingegangen.

## 2. Die Tiefenverteilung zwischen Sylt und Amrum

Das Meßprofil zwischen den Inseln Sylt und Amrum zeichnet sich durch seine relativ klare Gliederung aus. In der Abb. 1 ist die Tiefenverteilung in Meter, bezogen auf NN, sowie die Sollpositionen und Kennung der Meßgeräte für diesen Bereich dargestellt. Von der Hörnum-Odde aus folgt in südlicher Richtung das Hörnum-Tief. Dabei ist in diesem Teil des Meßprofils ein sehr starker Tiefengradient vorhanden; Innerhalb von nur ca. 600 m nimmt die Wassertiefe vom Strandbereich der Hörnum-Odde bis auf maximal 27 m unter NN zu. Weiter in Richtung Amrum steigt der Boden zunächst stark an, wobei die südliche Flanke der Rinne aber einen geringeren Gradienten der Tiefe aufweist als die nördliche Flanke. Im weiteren Verlauf, ungefähr ab der Position 1.7, verringert sich die Wassertiefe bis zur Amrum-Odde nur noch langsam. Im Bereich der Meßlokation 1.10 wird die Tiefe dann so gering, daß der dortige Strömungsmesser im Wechsel der Gezeiten trockenfällt.

## 3. Das Meßprogramm

Um die Strömungsverhältnisse in dem Schnitt zwischen Sylt und Amrum nicht nur zeitlich sondern auch räumlich so genau wie möglich zu erfassen, wurde von den drei beteiligten Institutionen ein möglichst dichtes Meßnetz mit bis zu 15 Strommesser auf 10 bzw. 11 Positionen vorgesehen. Eine Übersicht der Kennung und Koordinaten der Meßpositionen und der Verteilung der Meßgeräte während der beiden Meßkampagnen gibt die Tab. 1.

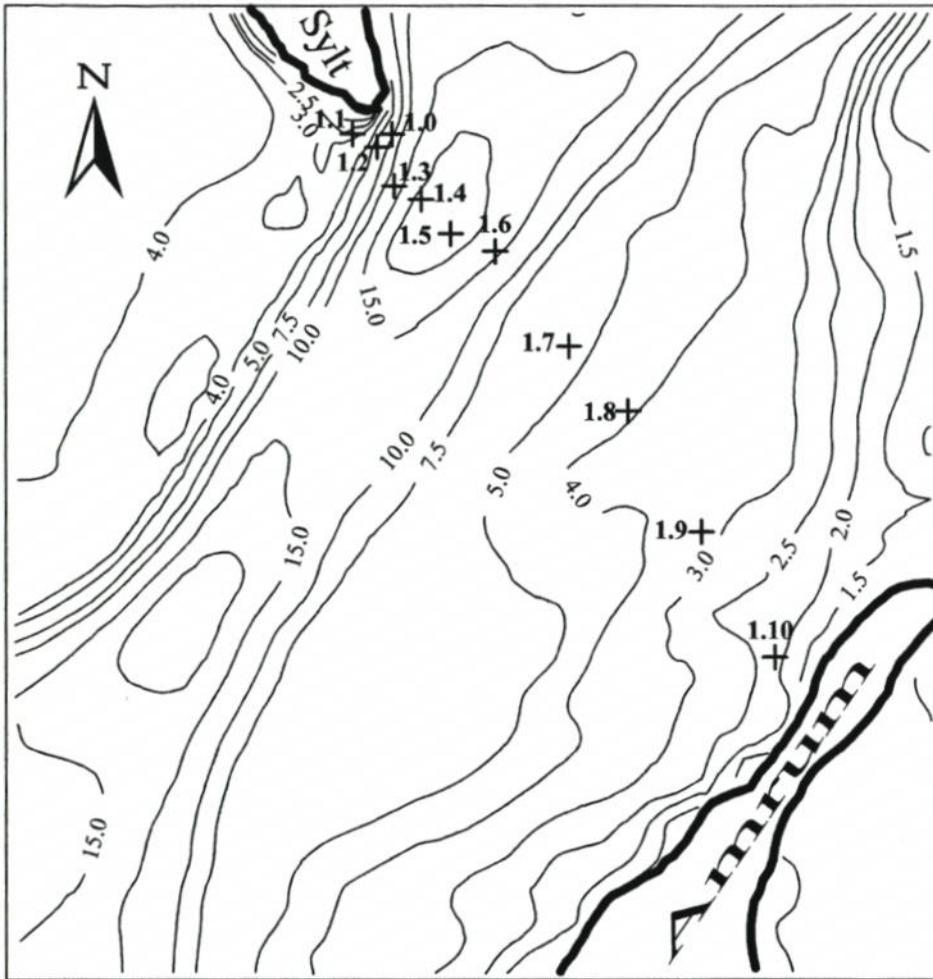


Abb. 1: Tiefenverteilung [m NN] und Lageplan der Meßpositionen mit Stationskennung zwischen Sylt und Amrum

Der Zeittakt für die Aufzeichnung der Geschwindigkeit betrug bei allen Geräten einheitlich fünf Minuten. Dabei waren die Geräte so programmiert, daß die aufgezeichneten Daten fünfminütige Mittelwerte repräsentieren. Zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit und der Strömungsrichtung kamen vier Typen von Strömungsmessgeräten unterschiedlicher Bauart zum Einsatz:

- Mechanische Strömungsmessgeräte von Aanderaa Instruments (RCM7). Sie messen die Strömungsgeschwindigkeit mit Hilfe von angeströmten Rotoren. Die Instrumente sind in den Geräteträgern frei drehend aufgehängt und registrieren mit dem im Gehäuse befindlichen Kompaß die Strömungsrichtung. Aufgrund des Meßprinzips wird mit diesen Geräten die Geschwindigkeit nur an einem Punkt in der Wassersäule gemessen.
- Akustische Meßgeräte von RD-Instruments, sogenannte ADCP's (Acoustic Doppler Current Profiler). Die Geräte werden in ein flaches Bodengestell montiert und messen von dort

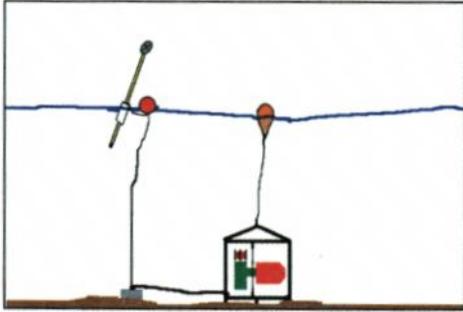
- nahezu in der gesamten Wassersäule die Komponenten der Geschwindigkeit mit Ultraschall. Mit Hilfe der Geschwindigkeitskomponenten ist es dann möglich, die Strömungsgeschwindigkeit und die Strömungsrichtung zu berechnen.
- Strömungsmesser mit magnetisch-induktiven Strömungssensoren (Nessy) der Firma 4H Jena Engineering. Diese Geräte werden an vorher eingespülten Pfählen montiert und messen die Strömung in nur einem Tiefenhorizont.
  - Induktive Orbitalströmungsmesser (Pacer). Sie registrieren zusätzlich zur Strömungsgeschwindigkeit die Orbitalgeschwindigkeit des Seegangs. Allerdings sind aufgrund von Softwarefehlern erhebliche Datenausfälle aufgetreten, so daß von diesen Geräten keine Strömungsdaten vorliegen. Daher wird auf diese Positionen und Geräte im weiteren Verlauf des Berichts nicht mehr eingegangen.

Tab. 1: Kennung, Positionen und Verteilung der Meßgeräte während der Frühjahr- und Herbstkampagne

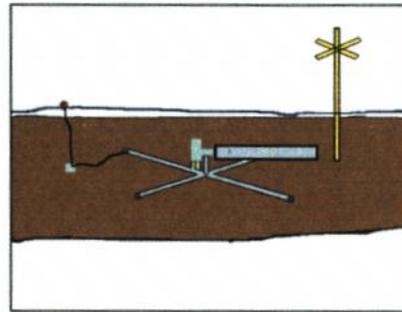
Pos. Nr.	Rechtswert	Hochwert	Bemerkungen
Frühjahrskampagne			
1.1	3454508.7	6068091.7	1 Aanderaa (RCM7) auf eingespültem Rohr
1.2	3454686.7	6067997.2	1 RCM7 im Korb
1.3	3454809.1	6067717.6	1 RCM7 5 m über Grund, 1 RCM7 1 m unter Oberfläche, 1 RCM7 mit Trübungssonde im Korb
1.4	3455005.0	6067622.9	ADCP
1.5	3455217.3	6067373.4	2 RCM7, 5 m und 10 m über Grund, 1 RCM7 im Korb
1.6	3455538.2	6067246.6	1 RCM7 mit Trübs. im Korb und 1 Orbitalstrommesser
1.7	3456068.4	6066561.0	1 RCM7 im Korb
1.8	3456493.5	6066093.1	1 RCM7 im Korb
1.9	3457022.2	6065222.1	1 RCM7 im Korb
1.10	3457550.9	6064320.4	1 RCM7 auf Wattgestell
Herbstkampagne			
1.0	3454494.9	6068088.9	1 Nessy auf eingespültem Pfahl
1.1	3454508.7	6068091.7	1 Nessy auf eingespültem Pfahl
1.2	3454686.7	6067997.2	1 RCM7 im Korb
1.3	3454809.1	6067717.6	1 ADCP
1.4	3455005.0	6067622.9	1 ADCP
1.5	3455217.3	6067373.4	1 ADCP
1.6	3455538.2	6067246.6	1 ADCP
1.7	3456068.4	6066561.0	1 Orbitalstrommesser (Pacer)
1.8	3456493.5	6066093.1	1 RCM7 im Korb
1.9	3457022.2	6065222.1	1 RCM7 mit Trübungssonde im Korb
1.10	3457550.9	6064320.4	1 RCM7 auf Wattgestell

Während der Frühjahrskampagne wurden insgesamt 13 RCM7 und ein Breitband-ADCP zwischen Sylt und Amrum ausgebracht. Wie die Abb. 2 schematisch darstellt, kamen für die Auslegungen der Meßgeräte unterschiedliche Methoden zur Anwendung. Bei tieferen Meßpunkten erfolgte die Ausbringung der RCM7 in speziell für diesen Zweck gefertigten Körben (Bild I), die auf dem Grund abgestellt und mit einem Ankerstein gesichert werden. Die Entfernung der Rotoren zum Boden beträgt in den Körben ca. 1 m. In sehr flachen (Wassertiefe < ca. 2.0 m) oder trockenfallenden Gebieten wurden spezielle Wattgestelle für die RCM7 auf dem Boden verankert. Um in diesen Gebieten auch noch bei sehr geringen

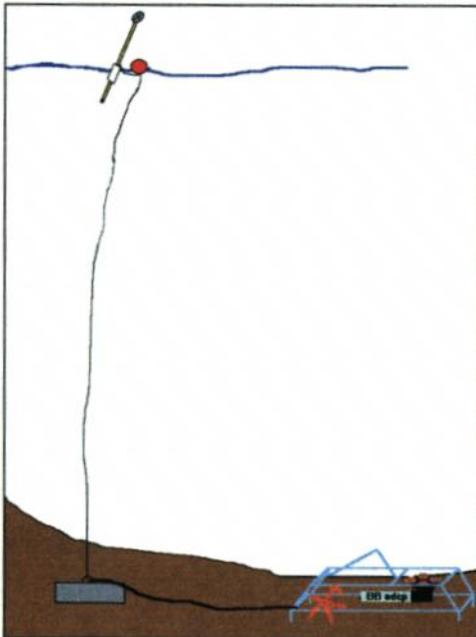
Wasserständen (bis ca. 0.3 m) Daten zu erhalten, wurden die RCM7 mit dem Rotor nach unten aufgehängt (Bild II). An flachen Meßlokationen mit besonders hohen Strömungsgeschwindigkeiten, wie z. B. an der Hörnum-Odde, war es nicht möglich, Wattgestelle aufzustellen. An diesen Positionen wurden statt dessen Pfähle oder Rohre eingespült und die Meßgeräte darauf montiert. Für das Aufstellen der ADCP am Boden standen vom BSH gebaute Gestelle zur Verfügung (Bild III). Bei den Stationen im Hörnum Tief waren zum Teil mehrere RCM7 in verschiedenen Ebenen der Wassersäule übereinander angebracht. Die Befestigung der Geräte am Boden erfolgte durch einen Ankerstein. Über Tauen verbunden wurden die Geräte von einem Auftriebskörper in der Schwebelage gehalten (Bild IV).



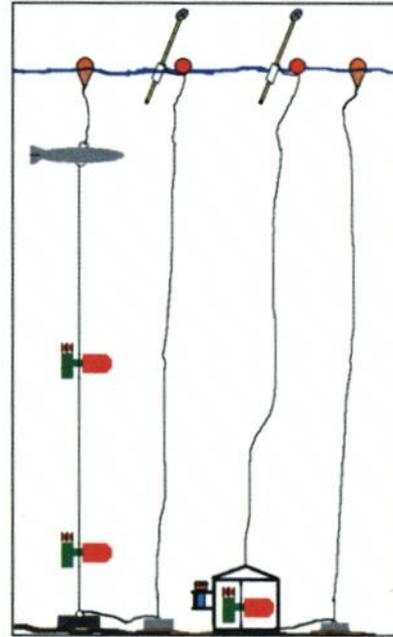
I.



II.



III.



IV.

Abb. 2: Schematische Darstellung der verschiedenen Verankerungstechniken

In der zweiten Hälfte der Frühjahrsmeßkampagne traten starke Beeinträchtigungen bei der Registrierung der Daten durch Treibsel, Seegras und Bewuchs bei den mechanischen Aanderaa Geräten auf. Die meisten Datenausfälle waren dabei an den beiden Meßlokationen nahe der Hörnum-Odde (1.1 und 1.2) zu verzeichnen. Die ohne Rotoren arbeitenden ADCP hingegen wurden nicht durch äußere Einflüsse beeinträchtigt.

Da sich die Positionierung der Meßgeräte in der ersten Kampagne bewährt hatte, wurden die Meßpositionen während der zweiten Kampagne beibehalten und nur im Bereich der Hörnum-Odde aufgrund der komplexen Strömungsverhältnisse und der hohen Beanspruchung der Geräte um die Position 1.0 erweitert. Um die Datenausfälle durch Treibgut und Bewuchs zu verringern, wurden bei den Stationen 1.1, 1.3, 1.5 und 1.6 die mechanischen Aanderaa Strömungsmesser durch induktiv (Nessy) oder akustisch (ADCP) messende Geräte ausgewechselt.

Aufgrund zweier Stürme sind in der Herbstkampagne einige Geräteverluste aufgetreten. Durch den starken Seegang hatten sich die Markierungsbojen bei den Positionen 1.3, 1.4, 1.5 und 1.9 losgerissen. Weiterhin waren die Geräteträger der Positionen 1.0 und 1.1 wegen starker Sandumlagerungen an der Hörnum-Odde weggespült worden. Aus diesem Gründen waren an diesen sechs Positionen die Strömungsmeßgeräte nicht auffindbar und konnten bis Ende 1996 nicht geborgen werden.

Durch den Verlust der gesamten Meßgeräte und wegen der schon oben erwähnten Beeinträchtigungen der Geräte durch Treibsel, Pflanzenteile oder Bewuchs, sind zum Teil erhebliche Lücken in den Zeitreihen beider Kampagnen entstanden. Daher stehen für eine „flächendeckende“ Auswertung der einzelnen Meßprofile nur wenige genügend große Zeitfenster zur Verfügung. Außerdem hatte sich während der Bearbeitung der Daten gezeigt, daß eine Analyse der Strömungsverhältnisse zwischen Sylt und Amrum ohne Informationen über die Strömungen im Bereich der Hörnum-Odde (Pos. 1.0 bis 1.3) nicht möglich ist. Da aber bei der Herbstkampagne die Meßgeräte von drei dieser vier Positionen verschollen sind, beschränken sich die Beschreibung der Strömungsverhältnisse und die Bilanzierung der Wassertransporte in erster Linie auf die Frühjahrskampagne.

## 4. Ergebnisse der Strömungsmessungen

### 4.1 Strömungsverteilung

Um einen Einblick in die Strömungsverhältnisse zwischen Sylt und Amrum zu bekommen, sind in Abb. 3 die Strömungsrichtung [Grad] (unteres Bild) und die Strömungsgeschwindigkeit [m/s] (oberes Bild) für 4 Tiden in Isolinienanstellung aufgetragen. Der Grad der Farbabstufungen dient dabei als Maß für die Richtung bzw. die Geschwindigkeit. In der Abb. gibt die x-Achse den Zeitverlauf [Stunden] und die y-Achse die Entfernung [m] der Positionen untereinander an. Weiterhin sind am rechten Bildrand die Nummer und die Lage der in das Bild eingehenden Positionen angegeben. Die in die Abb. für die horizontalen Geschwindigkeits- und Richtungsverteilungen eingeflossenen Daten stammen ausschließlich aus Messungen mit Aanderaa-Geräten, d. h. aus Punktmessungen innerhalb Wassersäule, die teilweise unterschiedliche Abstände vom Boden aufweisen (vergl. Tab. 1 bzw. den Text zur Abb. 2).

Betrachtet man die Richtung der Strömung, so zeigt sich, daß zwei Strömungsrichtungen vorherrschen: Dies ist zum einen der Ebbestrom, erkennbar an den dunklen Farbschattierungen, und zum anderen der, mit den hellen Farbschattierungen gekennzeichnete Flutstrom. Die Verteilung der Richtung ist über das gesamte Profil konstant. Deutlich ist auch zu

sehen, daß der Ebbestrom einige Zeit länger andauert als der Flutstrom. Die Ebbestromdauer ist aber nicht im gesamten Profil überall gleich lang. Von Position 1.5 an nimmt sie in Richtung auf Position 1.3 zu. Sie ist dort ca. eine Stunde länger als im restlichen Profil. Besonders kurz ist die Ebbestromdauer an der Position 1.10. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die im Flachwasser gelegene Meßlokation mit abnehmendem Wasserstand trockenfällt.

Ein sehr viel komplexeres Schema zeigt die Geschwindigkeitsverteilung im oberen Bild der Abb. 3. Obwohl die Maximalwerte von Ebbe- und Flutstrom mit ca. 1.1 m/s nahezu identisch sind, zeigen sie in der räumlichen Verteilung sehr unterschiedliche Muster. Beim Ebbestrom sind die höchsten Geschwindigkeiten bei der Position 1.3, also nahe der Hörnum-Odde, zu erkennen. Zur Position 1.10 hin nimmt die Geschwindigkeit stetig ab und beträgt an der Amrum-Odde nur noch 0.2 bis 0.3 m/s. Der Flutstrom hingegen hat sein Maximum in der Geschwindigkeit bei der Position 1.5. Diese Position befindet sich an der südlichen Flanke des Hörnum-Tiefs. Von dort aus nimmt die Geschwindigkeit sowohl zur Amrum-Odde als auch zur Hörnum-Odde hin ab. Die Abnahme zur Amrum-Odde geschieht relativ langsam, und die Flutstromgeschwindigkeit beträgt dort, ähnlich wie die Ebbestromgeschwindigkeit, nur noch 0.2 bis 0.3 m/s. Von der Position 1.5 in Richtung Position 1.3 nimmt die Geschwindigkeit auf einer Distanz von rund 450 Metern sehr schnell ab und beträgt in der Nähe der Hörnum-Odde noch ca. 0.1 bis 0.2 m/s. Allgemein läßt sich daher feststellen, daß im Bereich Hörnum-Odde bis zur Mitte des Hörnum-Tiefs der Ebbestrom dominiert. Im restlichen Teil zwischen Sylt und Amrum, mit Ausnahme der Flachwasserbereiche an der Amrum-Odde, überwiegen die Flutstromgeschwindigkeiten.

Neben dem Strömungsgeschehen in der Horizontalen sind auch die Strömungsmuster in der Vertikalen von Interesse. Die in der Abb. 4 gezeigten Daten stammen aus einer ADCP-Zeitreihe im Frühjahr 1996 von der Position 1.4. Die Wassertiefe an dieser Stelle beträgt, bezogen auf NN, ca. 26 Meter. Der ADCP war so eingestellt, daß die vertikale Auflösung 1 m betrug. Insgesamt standen damit 23 Tiefenhorizonte mit Strömungsdaten zur Verfügung. In der Darstellung gibt die x-Achse wieder die Zeit [Stunden] und die y-Achse die Wassertiefe [m] bezogen auf NN an. In unterschiedlichen Farbabstufungen ist im unteren Bild die Strömungsrichtung [Grad] und im oberen Bild die Strömungsgeschwindigkeit [m/s] geplottet.

Bei der Strömungsrichtung ist, genau wie in Abb. 3, sehr deutlich der Wechsel zwischen dem Ebbe- (dunkler Farbton) und Flutstrom (heller Farbton) zu erkennen. Die Dauer des Ebbestroms ist dabei wiederum größer als die des Flutstroms. Große Richtungsabweichungen innerhalb der Wassersäule sind nicht erkennbar. Allerdings sind an der Wasseroberfläche beim Flutstrom kleine auf Windeinflüsse zurückzuführende Richtungsänderungen zu sehen. Auch in der Nähe des Bodens sind sowohl beim Flut- als auch beim Ebbestrom geringe Richtungsschwankungen vorhanden. Sie sind wohl in erster Linie auf die Wirkung der Bodenreibung zurückzuführen, da sie hauptsächlich in den Tiefenhorizonten auftreten, in denen sich das Bodenprofil der Strömung auszubilden beginnt.

Die vertikale Strömungsverteilung weist einige Unterschiede zwischen Ebbe- und Flutstrom auf. Der Ebbestrom beginnt nach dem Kenterpunkt des Flutstroms mit sehr geringen Geschwindigkeiten und nimmt im Verlauf der Tide langsam zu. Die maximalen Geschwindigkeiten von ca. 1.2 m/s werden dann nach ungefähr 1.0 bis 1.5 Stunden erreicht und bleiben über 1 und 3 Stunden bestehen. Gegen Ende der Ebbe geht die Geschwindigkeit wieder fast auf Null zurück. Diese Verteilung findet sich so gut wie in der gesamten Wassersäule. Erst in größeren Wassertiefen von ca. 17 bis 19 m setzt allmählich eine Verringerung der Geschwindigkeit aufgrund der Bodenreibung ein. Dabei sind selbst in 22 m Wassertiefe, d. h. ca. 4 m über Grund, noch Geschwindigkeiten von 0.8 bis 1.0 m/s zu finden.

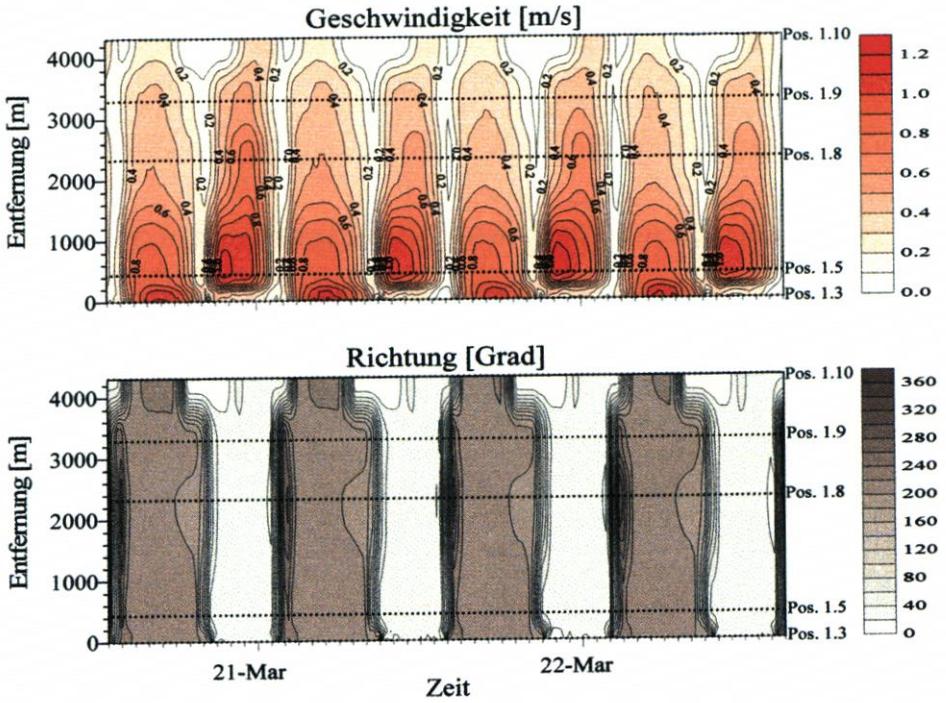


Abb. 3: Horizontale Strömungsverteilung zwischen Sylt und Amrum

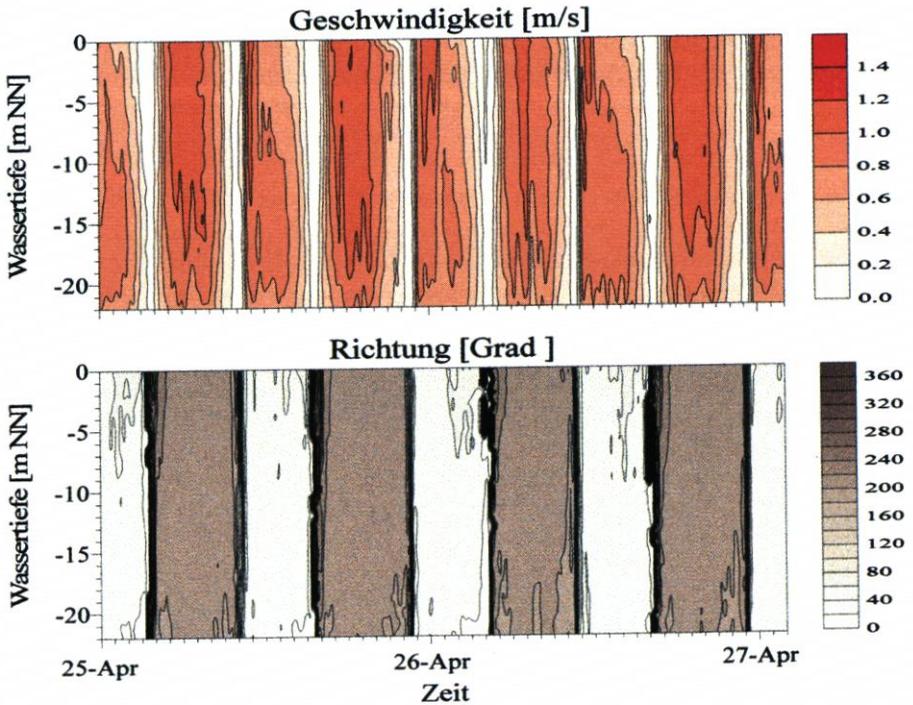


Abb. 4: Vertikale Strömungsverteilung zwischen Sylt und Amrum an der Position 1.4

Der Flutstrom hingegen setzt nach dem Kenterpunkt des Ebbestroms sehr schnell ein und erreicht die maximalen Geschwindigkeiten von 1.2 m/s schon innerhalb der ersten Stunde. Dabei reichen die hohen Geschwindigkeiten aber nur bis in Tiefen zwischen 10 und 15 m. Darunter ist die Strömung etwas schwächer und bis ungefähr 20 m konstant. Die großen Geschwindigkeiten in den oberen Schichten sind aber nur von relativ kurzer Dauer. Nach ca. einer Stunde geht die Geschwindigkeit in den oberen 5 bis 10 m auf Werte zwischen 0.4 bis 0.8 m/s zurück, so daß die höchsten Flutstromgeschwindigkeiten während des größten Teils der Tide in Tiefen zwischen 10 und 20 m auftreten. Gegen Ende des Flutstroms gleichen sich die Geschwindigkeiten innerhalb der Wassersäule wieder an und gehen bis zum Kenterpunkt fast auf Null zurück.

#### 4.2 Strömungsstatistik

Eine umfassende statistische Auswertung der Strömungsdaten für das ganze Profil konnte wegen der großen Lücken in den Zeitreihen der Herbstkampagne, nur für die Frühjahrskampagne durchgeführt werden. Für die Dauer der Herbstkampagne wurden daher nur die vorhandenen ADCP-Zeitreihen analysiert.

Eine statistische Auswertung der Daten bezüglich Flut- und Ebbestrom war allerdings nicht für alle Stationen möglich. Das folgende Beispiel soll die Gründe dafür aufzeigen.

Die Abb. 5 zeigt die Strömungsverhältnisse für 10 Tiden an der Position 1.2 während der Herbstkampagne. Die Wassertiefe an dieser Position beträgt 2.5 m unter NN. Das herausragende Merkmal in der Zeitreihe ist eine Strömung mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 0.9 m/s nach Südwesten (250°). Aufgrund der Lage des Profils läßt sich diese eindeutig als Ebbestrom identifizieren, da das Wasser bei fallendem Wasserstand aus dem Hörnummer Tidebecken hinausfließt. Jeweils nach diesem Ereignis folgt bei der Geschwindigkeit ein kleiner Peak mit bis zu 0.6 m/s nach Nordosten (70°). Aus der Richtung läßt sich erkennen, daß dies der Flutstrom ist. Allerdings ist dieser mit einer Dauer von nur einer Stunde sehr kurz. Nach dem Flutstrom geht die Geschwindigkeit für ungefähr drei Stunden fast auf Null zurück und die Richtung ist aufgrund der geringen Geschwindigkeit stark schwankend. Für diesen Zeitraum ist eine Einteilung der Strömung in Flut- oder Ebbestrom nicht mehr möglich und auch der Beginn des nächsten Ebbestroms läßt sich nicht eindeutig ermitteln.

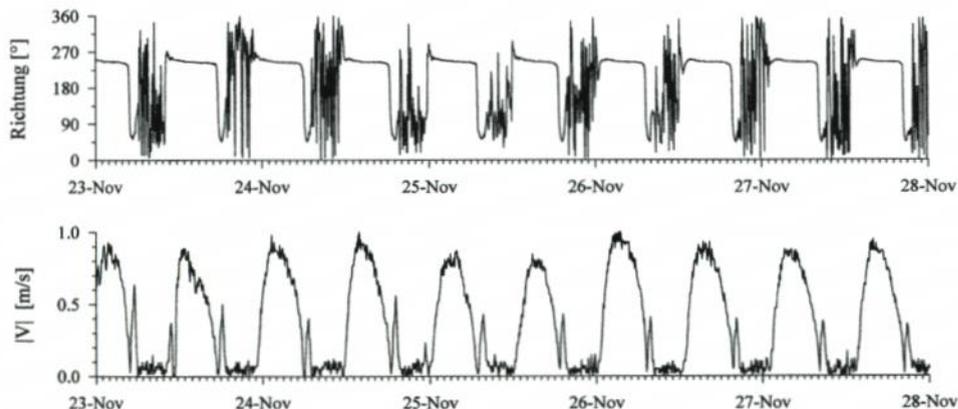


Abb. 5: Strömungsgeschwindigkeit [m/s] (Plot A) und -richtung [°] (Plot B) an der Nähe der Hörnum-Odde (Pos. 1.2) während der Herbstkampagne

Die Tab. 2 und 3 zeigen die berechneten statistischen Parameter für die maximalen Ebbe- und Flutstromgeschwindigkeiten sowie die maximale Dauer des Flut- bzw. Ebbestromes während der beiden Meßzeiträume. Die Abkürzungen in den Tabellen richten sich soweit wie möglich nach DIN und haben folgende Bedeutung:  $v_e$  steht für eine Ebbeströmung,  $v_f$  für den Flutstrom und *Dir* für die Richtung der Strömung. Der Fußzeiger *max* gibt den Maximalwert einer Größe an, *min* den Minimalwert und *M* den Mittelwert. Die Standardabweichung wird mit  $\sigma$  bezeichnet und der Medianwert mit *med*.

Tab. 2: Statistik der Flut- und Ebbestromverteilungen

		Frühjahr						Herbst		
	Position	1.1	1.3	1.4	1.5	1.8	1.9	1.4	1.5	1.6
	Wassertiefe [m]	1.5	11	26	21	3.5	2.5	26	21	17
	Beginn	19.03	20.03	2.04	19.03	19.03	18.03	10.10	10.10	10.10
	Ende	22.03	15.04	20.05	06.05	10.04	02.05	07.12	07.12	07.12
Ebbestrom	Anzahl Werte	6	50	92	89	27	86	113	113	113
	$v_{e\max}$ [m/s]	1.24	1.25	0.95	1.00	0.56	0.47	1.29	1.25	1.38
	$v_{e\min}$ [m/s]	1.00	0.87	0.66	0.69	0.44	0.18	0.72	0.74	0.70
	$v_{eM}$ [m/s]	1.15	1.09	0.84	0.86	0.51	0.40	1.00	1.03	1.13
	$\sigma$ [m/s]	0.08	0.11	0.07	0.07	0.03	0.05	0.10	0.11	0.13
	$v_{e\text{med}}$ [m/s]	1.17	1.12	0.85	0.87	0.50	0.41	1.01	1.04	1.14
	$\text{Dir}_{\text{mit}}$ [°]	268.6	207.9	209.5	211.2	208.7	216.4	210.7	219.3	211.7
$\sigma$ [°]	1.6	1.8	1.2	2.0	2.2	1.7	1.3	1.8	1.6	
	$\text{Dir}_{\text{med}}$ [°]	268.4	208.0	209.3	211.5	208.4	216.2	210.4	219.0	211.5
Flutstrom	Anzahl Werte	5	51	92	89	26	86	112	112	112
	$v_{f\max}$ [m/s]	0.79	0.51	1.00	1.41	0.82	0.63	1.20	1.57	1.77
	$v_{f\min}$ [m/s]	0.63	0.28	0.68	0.97	0.56	0.31	0.64	0.79	0.77
	$v_{fM}$ [m/s]	0.69	0.42	0.84	1.22	0.70	0.49	0.96	1.31	1.43
	$\sigma$ [m/s]	0.06	0.05	0.07	0.09	0.06	0.07	0.10	0.14	0.17
	$v_{f\text{med}}$ [m/s]	0.68	0.43	0.83	1.23	0.68	0.50	0.97	1.34	1.47
	$\text{Dir}_{\text{mit}}$ [°]	131.0	21.7	30.6	31.3	26.7	36.2	33.0	39.0	33.3
$\sigma$ [°]	2.2	5.4	2.8	4.1	1.0	2.0	3.0	2.8	1.6	
	$\text{Dir}_{\text{med}}$ [°]	131.4	21.0	30.7	31.9	26.6	36.1	32.9	38.8	33.3

Betrachtet man die Medianwerte der maximalen Ebbestromgeschwindigkeiten in der Tab. 2, so fällt auf, daß die Geschwindigkeiten von der Position 1. 1 zu der Position 1.9, also von Sylt nach Amrum stetig abnehmen. Die größten Ebbestromgeschwindigkeiten treten demnach an der Hörnum-Odde und die kleinsten an der Amrum-Odde auf. Die Flutstromgeschwindigkeiten hingegen zeigen ein etwas komplizierteres Muster. Sie haben ihr Maximum an der Position 1.5 und nehmen nach Süden stetig ab. Nach Norden hingegen werden sie bis zur Position 1.3 geringer und nehmen zur Position 1.1<sup>1</sup> wieder ein wenig zu. Dabei treten große Unterschiede in den maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten auf

<sup>1</sup> Die Position 1.1 nimmt allerdings eine Sonderstellung in dem Profil ein, da sie nicht direkt zwischen Sylt und Amrum liegt, sondern westlich von der Hörnum Odde (vergl. Abb. 1). Die besondere Lage der Station wird z. B. deutlich, wenn man die Richtungen der Strömungen in der Tab. 2 betrachtet.

sehr engem Raum auf. Der Abstand zwischen der Position 1.3 und 1.5 beträgt nur ca. 450 Meter, so daß auf dieser kurzen Distanz große Stromscherungen vorkommen. Insgesamt gesehen sind die Flutstromgeschwindigkeiten von der Position 1.4 in Richtung Amrum deutlich höher als die Ebbestromgeschwindigkeiten, während sie nördlich davon sehr viel geringer sind. Zur Verdeutlichung ist die Verteilung der Medianwerte der maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten für das Meßprofil 1 während der Frühjahrskampagne in Abb. 6 dargestellt.

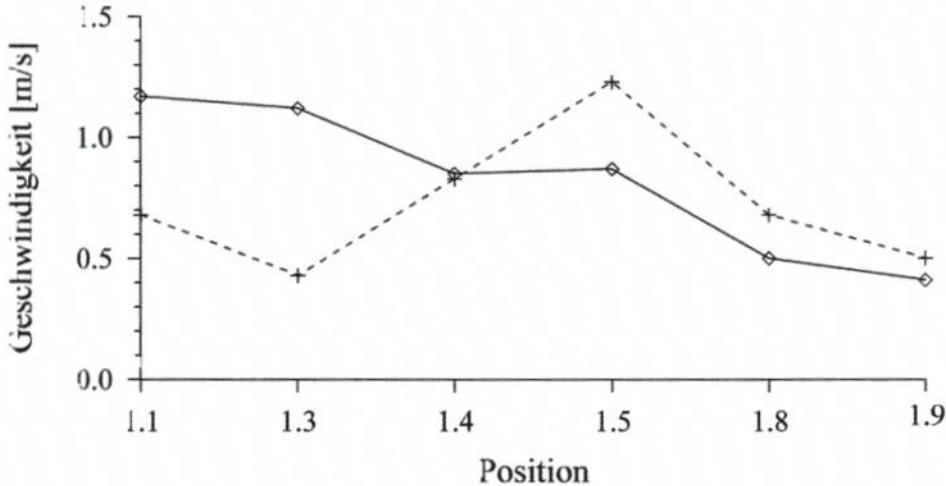


Abb. 6: Medianwerte der maximalen Flut- (gestrichelt) und Ebbestromgeschwindigkeiten (durchgezogen) [m/s] zwischen Sylt und Amrum während der Frühjahrskampagne

Ein Vergleich der Statistik aus der Frühjahr- und Herbstkampagne zeigt, daß im Herbst die Medianwerte der Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten zum Teil deutlich über denen im Frühjahr liegen. Dies ist in den unterschiedlichen Wetterbedingungen begründet, die während der Messungen vorlagen. Im Frühjahr waren die Winde meist nur schwach mit Windgeschwindigkeiten bis maximal 13 m/s und kamen verhältnismäßig oft aus östlichen Richtungen. Mit den östlichen Winden ist ein negativer Windstau verbunden (Franzius Institut, 1992), d. h., die Flut läuft nicht so hoch auf. Im Herbst hingegen traten zumeist Winde aus westlichen Richtungen auf. Die Windgeschwindigkeit in Westerland lag mit 8.6 m/s noch über dem langjährigen Mittelwert von 7.8 m/s an der Station List (KIRSCHNING et al., 1993). Durch westliche Winde jedoch entsteht ein positiver Windstau (Franzius Institut, 1992). Die Hochwasser fallen dabei besonders hoch aus. Durch die erhöhten Wasserstände steigt das mittlere Wasservolumen, das sogenannte Tideprisma, des Hörnummer Tidebeckens von 0.52 km<sup>3</sup> auf 0.62 km<sup>3</sup> an. Aufgrund des größeren Tideprismas nehmen die mittleren Durchflußmengen pro Tide über die Grenzen des Hörnummer Tidebeckens zu, was durch im Mittel höhere Strömungsgeschwindigkeiten zum Ausdruck kommt.

Ältere Messungen bestätigen die vorliegenden Ergebnisse. So zeigen Messungen des ALW Husum (ALW, 1994) aus den Jahren 1991 und 1993 an unterschiedlichen Stellen im Hörnum-Tief ein Überwiegen des Flutstroms im südlichen Teil des Tiefs und einen stärkeren Ebbestrom im nördlichen Teil. Auch KNOB (1961) findet in seinen Messungen im südlich gelegenen Teil des Hörnum-Tiefs einen Flutstrom, der höhere Geschwindigkeiten aufweist als der Ebbestrom. Interessanterweise ist auch bei einer Messung von SCHUMACHER

von 1922 (SCHUMACHER, 1923), also noch vor dem Bau des Hindenburgdammes, ein Überwiegen des Flutstromes im südlichen Teil des Hörnum-Tief zu erkennen. Es muß allerdings hinzugefügt werden, daß zwar bei allen Messungen eine gute Übereinstimmung der Strömungscharakteristik vorhanden ist, die Geschwindigkeiten aber große Unterschiede aufweisen. Während SCHUMACHER eine Flutstromgeschwindigkeit von 1.46 m/s und eine Ebbestromgeschwindigkeit von 0.97 m/s angibt, sind es bei KNOB 1.72 m/s bzw. 1.63 m/s. Die jüngeren Messungen des ALW zeigen bei ablaufendem Wasser Geschwindigkeiten von bis zu 1.5 m/s und 0.5 m/s bei auflaufendem Wasser. Ein direkter Vergleich der einzelnen Meßergebnisse ist wegen fehlender Informationen über die Wetterbedingungen während der Messung, der morphologischen Veränderungen sowie der unterschiedlichen Meßlokationen und -apparaturen nicht möglich. Es macht aber deutlich, in welchem Rahmen die Geschwindigkeiten in dem Profil zwischen Sylt und Amrum schwanken können.

Die Richtungen der Strömung im Profil 1 sind durch die topographischen Gegebenheiten vorgegeben. Sie läuft während der Flutphase in nordöstlicher Richtung und in der Ebbestromphase nach Südwesten. Eine Ausnahme hiervon ist die Position 1.1. Durch ihre Lage westlich der Hörnum-Odde ist der Flutstrom nach Südosten und der Ebbestrom nach Westen gerichtet. Große Richtungsschwankungen sind aufgrund der starken topographischen Führung der Strömung bei beiden Kampagnen nicht zu beobachten.

Neben den Geschwindigkeiten ist auch die Dauer des Ebbe- und des Flutstroms eine, für das Verständnis des Strömungsgeschehens, wichtige Größe. Genau wie die Strömungsgeschwindigkeit sind auch die Ebbestromdauer und die Flutstromdauer ortsabhängig und können durch äußere Einflüsse, wie z. B. die Witterung, verändert werden.

Tab. 3: Statistik über die Dauer von Flut- und Ebbestrom

		Frühjahr						Herbst		
	Position	1.1	1.3	1.4	1.5	1.8	1.9	1.4	1.5	1.6
	Wassertiefe [m]	1.5	11	26	21	3.5	2.5	26	21	17
	Beginn	19.03	20.03	02.04	19.03	19.03	18.03	10.10	10.10	10.10
	Ende	22.03	15.04	20.05	06.05	10.04	02.05	07.12	07.12	07.12
Ebbestromdauer	Anzahl Werte	6	50	92	89	27	86	113	113	113
	$T_{e\max}$ [Std]	8.67	8.00	7.42	6.92	6.92	7.42	7.58	7.50	7.58
	$T_{emin}$ [Std]	6.75	6.83	6.00	5.75	5.92	5.33	4.25	4.33	4.00
	$T_{eM}$ [Std]	7.94	7.25	6.65	6.44	6.56	6.77	6.56	6.47	6.63
	$\sigma$ [Std]	0.81	0.25	0.27	0.23	0.19	0.29	0.4	0.37	0.41
	$T_{emed}$ [Std]	8.21	7.25	6.67	6.50	6.58	6.75	6.58	6.50	6.67
Flutstromdauer	Anzahl Werte	5	51	92	89	26	86	112	112	112
	$T_{f\max}$ [Std]	5.17	5.83	6.25	6.67	6.25	6.67	6.75	6.92	7.17
	$T_{f\min}$ [Std]	3.33	4.67	5.33	5.67	5.50	5.17	5.33	5.25	5.08
	$T_{fM}$ [Std]	4.35	5.06	5.77	5.96	5.74	5.65	5.86	5.94	5.78
	$\sigma$ [Std]	0.66	0.76	0.21	0.22	0.14	0.23	0.24	0.26	0.31
	$T_{fmed}$ [Std]	4.33	5.08	5.75	5.92	5.75	5.58	5.83	5.92	5.75

In der Tab. 3 sind die gemittelten Zeiten für die Dauer des Flut- und Ebbestroms während der Meßkampagne dargestellt. Die hier verwendeten Abkürzungen haben folgende Bedeutung:  $T_e$  ist die Ebbestromdauer und  $T_f$  die Flutstromdauer. Die Fußzeiger haben die gleiche Bedeutung wie in Tab. 2.

Die Meßpositionen zwischen Sylt und Amrum weisen unterschiedlich lange Zeiten mit Flut- und Ebbestrom auf. So ist die aus dem Tidebecken hinaus gerichtete Strömung eine Stunde (Pos. 1.9) bis vier Stunden (Pos. 1.1) länger als der Flutstrom. Außerdem zeigen die Zahlen einen Anstieg der Ebbestromdauer im Ebbestrom dominierten Teil, während die Zeiten im Flutstrom dominierten Abschnitt recht einheitlich sind. Die Unterschiede zwischen der Frühjahrs- und Herbstkampagne sind dabei trotz verschiedener Strömungsgeschwindigkeiten äußerst gering. Allerdings sind die Standardabweichungen von  $T_c$  im Herbst deutlich höher als im Frühjahr, was auf größere Schwankungen im Untersuchungszeitraum hindeutet.

Die unterschiedlich lang andauernden Flut- und Ebbestrome sind ein Indiz dafür, daß mit jeder Tide ein gewisser Wassertransport aus dem Hörnum Tidebecken in die Nordsee, oder umgekehrt, verbunden ist. Auf diesen Aspekt wird später im Abschnitt „Restströme“ noch ausführlich eingegangen.

Neben dem mittleren Verhalten der Strömung ist auch von Interesse, wie sich die Geschwindigkeiten und die Dauer des Ebbe- und Flutstroms bei extremen Wetterbedingungen verändern. Wie schon erwähnt, traten gegen Ende Oktober sowie Anfang November zwei über längere Zeit anhaltende starke Stürme mit Windgeschwindigkeiten um 25 m/s aus westlichen Richtungen auf. Der erste Sturm wies dabei höhere Windgeschwindigkeiten auf, während der zweite Sturm von längerer Dauer war.

Die Abb. 7 zeigt in den Bildern *A* und *B* die Auswirkungen des Sturms am 29. und 30. Oktober auf die Tideströmung an der Position 1.4. Weiterhin sind die Windgeschwindigkeit und -richtung (Bild *D* und *E*) in Westerland sowie der Wasserstand am Pegel Amrum-Odde (Bild *C*) dargestellt. Um den Vergleich der Winddaten mit den Strömungsdaten zu vereinfachen, ist die Windrichtung in ozeanographischen Koordinaten aufgezeichnet, d. h., die angegebene Richtung ist die, in die der Wind weht!

Anhand der Winddaten ist der Verlauf des Sturms deutlich zu erkennen. Nach einer Phase mit relativ gleichmäßigen Wind aus südwestlicher Richtung, dreht der Wind in den Morgenstunden des 29. Oktober nach Nordwest, und die Windgeschwindigkeit nimmt in zwei Etappen bis 25 m/s zu. Aufgrund des starken Westwinds ist der Wasserstand des folgenden Hochwassers ca. 0.5 m höher als der des vorhergehenden. Ein Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten des Flutstroms zeigt, daß nur eine geringfügige Erhöhung der Geschwindigkeit damit verbunden ist. Die Flutstromdauer hingegen ist mit ca. 7 Stunden mehr als eine Stunde länger als im Mittel. Ganz ähnlich verhält es sich mit der Ebbestromgeschwindigkeit und der Ebbestromdauer am Ende des Sturms. Am 30. Oktober läßt der Wind wieder nach und das Tideniedrigwasser fällt wieder unter NN. Obwohl in dieser Phase ein ungewöhnlich großer Tidehub<sup>2</sup> vorhanden ist, liegt die Ebbestromgeschwindigkeit nur geringfügig über dem mittleren Wert von 1.01 m/s. Dagegen ist die Ebbestromdauer mit ca. 8 Stunden ungefähr 1.5 Stunden länger als im Mittel. Es läßt sich daher feststellen, daß in diesem Fall ein windbedingter Anstieg des Tidehubs nicht zu einer Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit, sondern zu einer Verlängerung der Stromdauer führt.

Eine weitere Besonderheit zeigt das Niedrigwasser während des Sturms. Zum einen ist das Tideniedrigwasser mit ca. 1 m über NN nur wenig tiefer als das mittlere Hochwasser, und zum anderen ist der Ebbestrom bei dieser Tidephase zwischen Sylt und Amrum außerordentlich schwach ausgeprägt. Die maximale Ebbestromgeschwindigkeit liegt mit 0.75 m/s

<sup>2</sup> In dem Zeitraum vom 1. Oktober bis zum 9. Dezember 1996 betrug das MThw am Sommertidepegel auf der Amrum Odde +1.01 m NN und das MTnw -1.01 m NN. Daraus ergibt sich ein mittlerer Tidehub von 2.02 m.

deutlich unter dem mittleren Wert und auch die Ebbestromdauer ist mit nur 4.5 Stunden fast 2 Stunden kürzer als im Mittel. Der darauf folgende Flutstrom ist ungeachtet des sehr geringen Tidehubs stark ausgebildet. Die Strömungsgeschwindigkeiten liegen mit bis zu 1.3 m/s weit über dem Mittel und auch die Flutstromdauer ist mit 6.5 Stunden länger als gewöhnlich.

Die Gründe für diese Strömungsverteilung sind in erster Linie darin zu sehen, daß sich bei dieser Wetterlage die Zirkulation im Hörnum Tidebecken umkehrt. Während bei einer „normalen“ Wetterlage zwischen Föhr und Amrum und über die Föhler Schulter im Laufe einer Tide ein starker Wasserversatz aus dem Gebiet der Norderaue in Richtung Norden stattfindet, ist bei dieser Starkwindwetterlage ein starker Transport aus dem Hörnum Tidebecken Richtung Süden zu verzeichnen. Für weitergehende Ausführungen zu diesem Thema wird auf den Abschlußbericht dieses Projektes verwiesen.

Am 5. November folgte ein zweiter Sturm (s. Abb. 8). Die Windgeschwindigkeiten lagen nur wenig unter denen des Sturms von Ende Oktober. Dafür dauerte er fast 60 Stunden. Der Wind kam dabei aus südwestlicher Richtung. Auch in diesem Fall hatten die hohen Windgeschwindigkeiten einen lang anhaltenden Wasserspiegelanstieg zur Folge. Die Tidehoch- und niedrigwasser lagen in dieser Zeit ca. 2 m über den mittleren Werten. Im Unterschied zum ersten Sturm stieg die Windgeschwindigkeit diesmal nur allmählich an, so daß der Wasserspiegelanstieg über mehrere Tiden erfolgte. Dies hatte zur Folge, daß der Tidehub während des Anstiegs mit ca. 1.6 m unter den mittleren Werten lag. Am Ende des Sturms tritt jedoch ein mit 3 m sehr großer Tidehub auf. Infolge des langsamen Anstiegs des Wasserstandes sind auch keine signifikanten Veränderungen der Flut- und Ebbedauer in dieser Zeit zu beobachten. Nur zusammen mit dem stark erhöhten Tidehub tritt eine mit 7.5 Stunden verlängerte Ebbephase auf. Entsprechend zur Verringerung des Tidehubs verhalten sich auch die Strömungsgeschwindigkeiten. Sie sind, ungeachtet des Wasserspiegelanstiegs, zu Beginn des Ereignisses mit ungefähr 0.8 m/s etwas geringer als im Mittel und, verbunden mit dem vergrößerten Tidehub am 7. November, stark erhöht.

### 4.3 Restströme

Die im vorangegangenen Abschnitt vorgestellten Ergebnisse lassen aufgrund der unterschiedlichen Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsdauern erkennen, daß das Wasser entlang des Meßprofils nicht nur eine Pendelbewegung ausführt, sondern daß mit jeder Tide ein gewisser räumlicher Versatz des Wassers vorhanden sein muß. Dieser Versatz wird auch als Reststrom bezeichnet. Der Reststrom berechnet sich aus dem vektoriellen Integral der Strömung über eine komplette Periode der M2-Gezeit (s. z. B. DICK, 1987).

Die Gleichung mit der der Reststrom berechnet wird lautet:

$$\vec{V}_R = \int_T \vec{v} dt$$

In der Gleichung steht  $\vec{V}_R$  für den Reststromvektor,  $\vec{v}$  für den Strömungsvektor und  $t$  stellt die Zeit dar. Integriert wird die Strömung über eine Tideperiode  $T$ . Das Ergebnis ist der Dimension nach eine Geschwindigkeit und wird entweder in m/s oder in km/Tide (1.0 m/s = 44.71 km/Tide) angegeben.

In der Abb. 9 sind die über vier Tiden berechneten Restströme für das Untersuchungsgebiet als Strompfeile dargestellt. Der Zeitraum für die Berechnung der Restströme entspricht dabei dem aus der Abb. 3. Aufgetragen sind alle Stationen, bei denen zu dieser Zeit lückenlose Datenreihen vorlagen. Um die Stärke und Richtungen der Restströme zu ver-

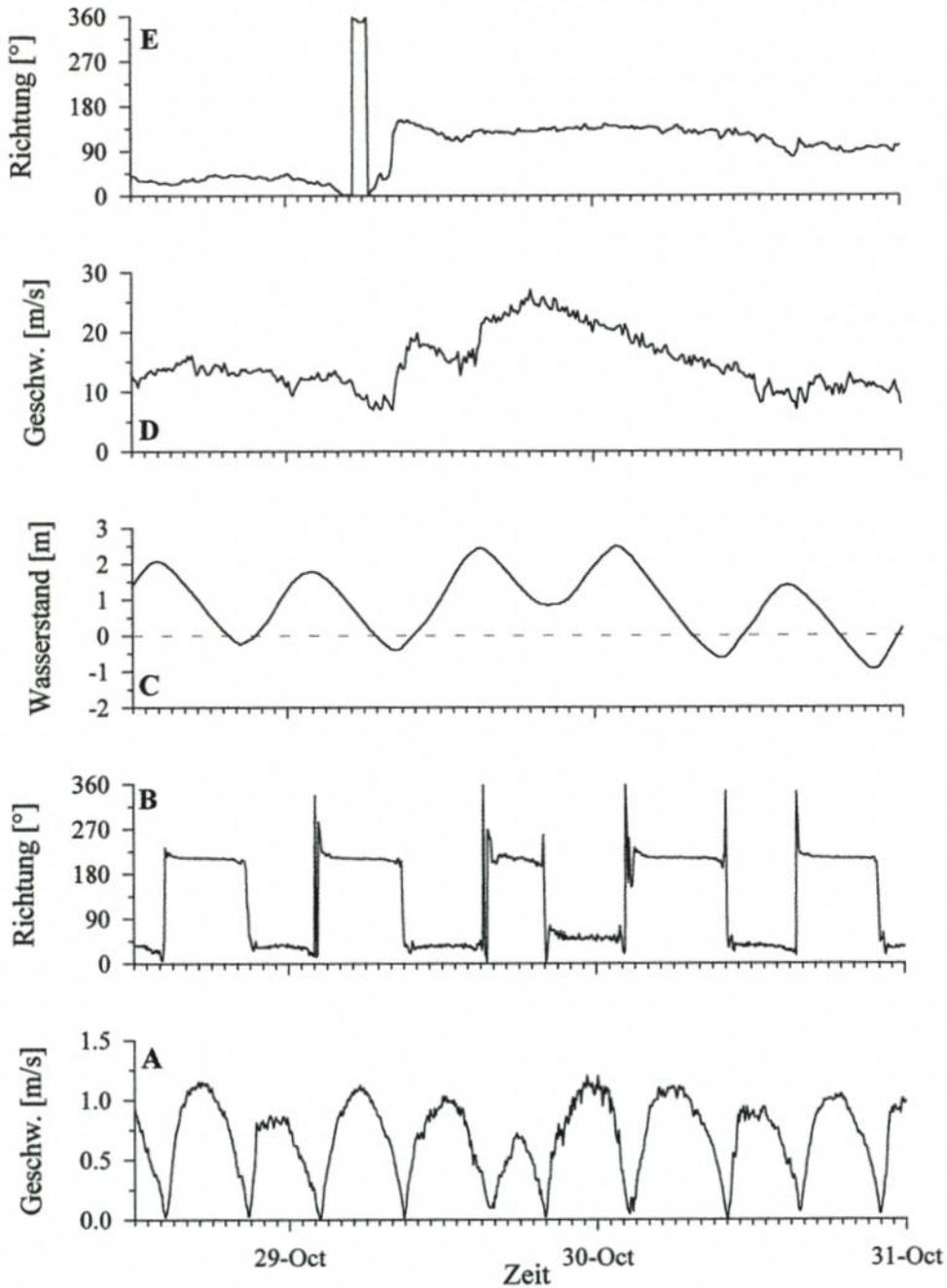


Abb. 7: Strömungsgeschwindigkeit [m/s] und -richtung [°] an der Position 1.4 (Bild A und B), Wasserstand [m NN] am Pegel Amrum Odde (Bild C), Windgeschwindigkeit [m/s] und -richtung [°] in Westerland (Bild D und E) für eine Starkwindsituation vom 29. bis 31. Oktober 1996

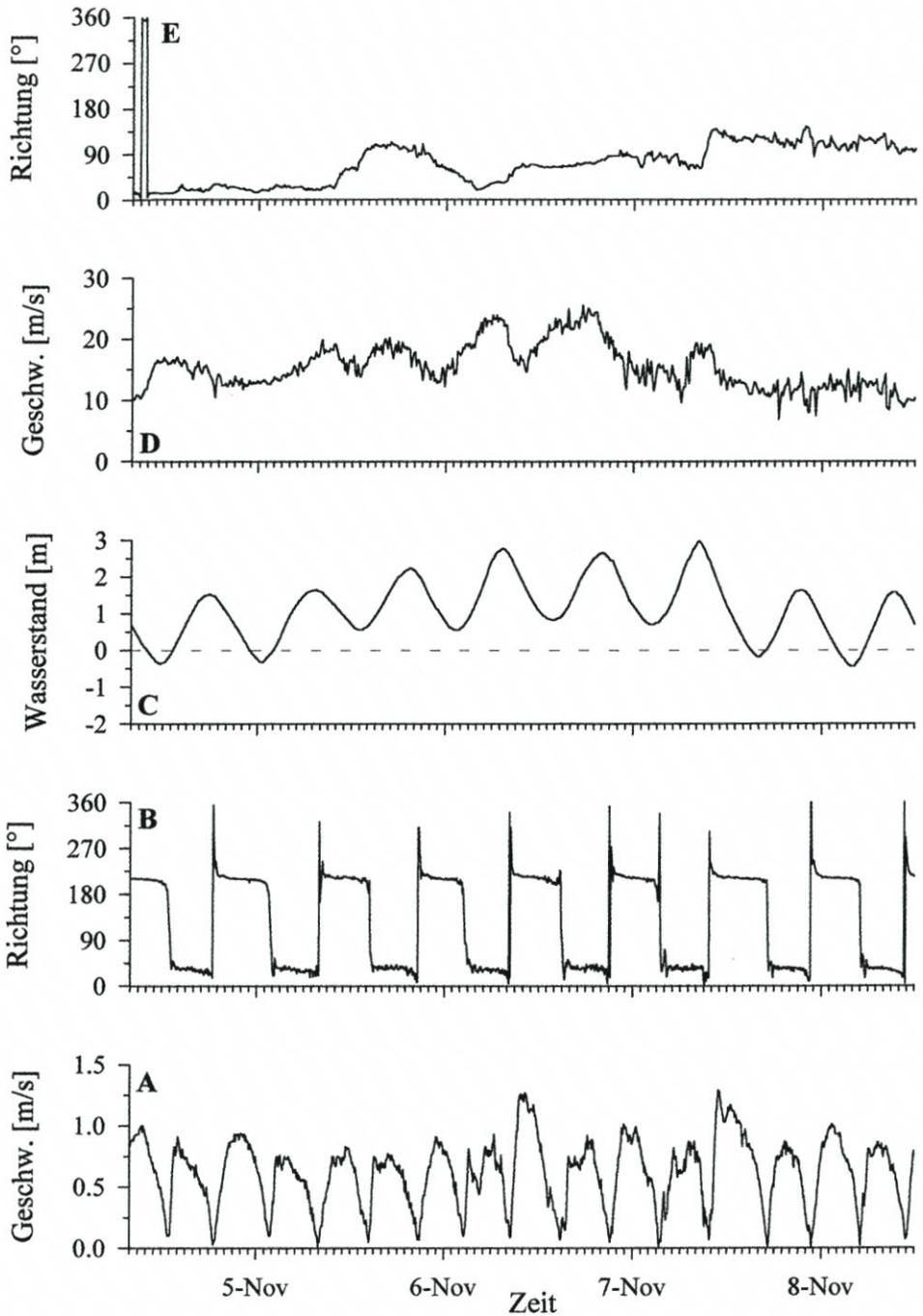


Abb. 8: Strömungsgeschwindigkeit [m/s] und -richtung [°] an der Position 1.4 (Bild A und B), Wasserstand [m NN] am Pegel Amrum Odde (Bild C), Windgeschwindigkeit [m/s] und -richtung [°] in Westerland (Bild D und E) für eine Starkwindsituation vom 5. bis 8. November 1996

deutlichen, sind zusätzlich die groben Umrisse der Inseln sowie die Isolinien der Tiefenverteilung [m NN] dargestellt. In der Legende der Abb. sind der genaue Zeitraum für die Berechnung des Reststroms, die Stärke und Richtung des vektoriell gemittelten Windes (in ozeanographischen Koordinaten!) und die Skalierung der Reststrompfeile angegeben.

Für den untersuchten Zeitraum ist zwischen Sylt und Amrum eine deutliche Zweiteilung der Restströme zu erkennen. Von der Hörnum-Odde bis etwa zur Mitte der Hörnum-Tiefs (Position 1.1 und 1.3) ist ein kräftiger Wasserversatz in Richtung Nordsee zu verzeichnen. Die Reststromgeschwindigkeiten in diesem Bereich betragen bis zu 13.4 km/Tide. Weiter in Richtung Amrum verringert sich der Reststrom auf Werte um 2.5 km/Tide (Position 1.8, 1.9 und 1.10). Teilweise dreht sich Reststrom sogar um (Pos. 1.5) und ist in das Hörnum-Tidebecken hineingerichtet. In diesen Bereichen gleicht somit die höhere Flutstromgeschwindigkeit die längere Ebbestromdauer fast völlig aus. Über das gesamte Profil betrachtet überwiegt aber der Ebbestrom und der Wassertransport ist aus dem Hörnum-Tidebecken hinaus gerichtet.

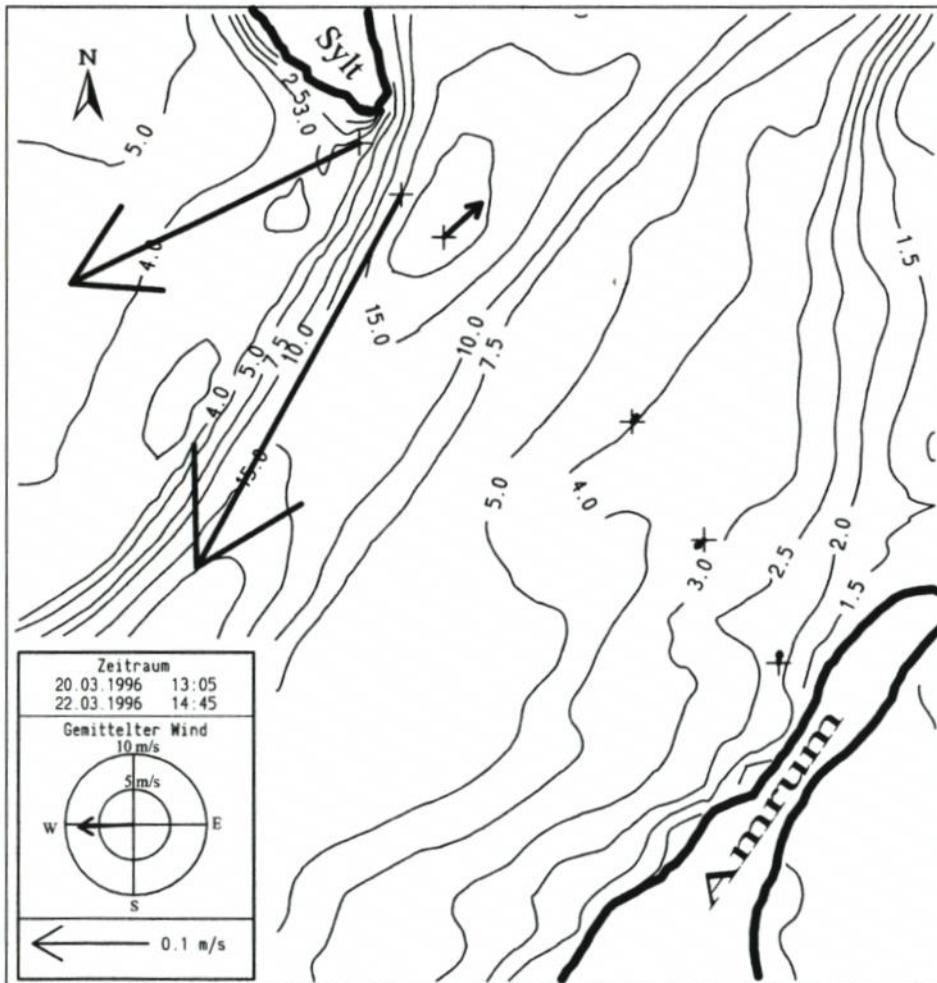


Abb. 9: Über vier Tiden gemittelte Reststromverteilung. Für Einzelheiten siehe Text

Frühere Meßkampagnen des ALW Husum aus den Jahren 1985, 1991 und 1993 (BERG, pers. Mitteilung) bestätigen das Reststrommuster und zum Teil auch die Reststromgeschwindigkeiten. Allerdings tritt bei den älteren Messungen ein Unterschied an der südlichen Flanke des Hörnum Tiefs auf. Während bei der Meßkampagne 1996 an der Position 1.5 ein in das Hörnum Tidebecken hinein gerichteter Reststrom auftritt, zeigen die älteren Messungen dort einen Wasserversatz in Richtung Nordsee. Allerdings ist ein genauer Vergleich dieser Daten nur bedingt möglich, da aufgrund der hohen räumlichen Variabilität der Strömungen in diesem Gebiet, schon geringe Unterschiede bei der Positionierung der Meßgeräte große Auswirkungen auf die Ergebnisse haben können.

Die Betrachtung der Strömungen während der beiden Starkwindsituationen im Oktober/November 1996 hatte gezeigt, daß aufgrund der Wetterbedingungen Veränderungen sowohl bei der Strömungsrichtung als auch bei der Strömungsgeschwindigkeit auftreten. Dies führt natürlich auch zu einer geänderten Reststromverteilung. Wie sich die Änderungen der Strömungsmuster auf die Restströme auswirken, ist in den folgenden Bildern 10 und 11 zu sehen. Für eine bessere Vergleichbarkeit der Restströme ist die Skalierung der Reststrompfeile mit der in der Abb. 9 identisch. Dargestellt sind wieder alle Positionen, an denen lückenlose Zeitreihen vorlagen. Wegen des Sturmes sind allerdings die mechanischen Aanderaa-Geräte fast komplett ausgefallen, so daß in erster Linie nur Daten von den ADCP-Geräten im Bereich des Hörnum-Tiefs zur Verfügung stehen.

Die Reststromverteilung (Abb. 10) während des Sturms im Oktober 1996 unterscheidet sich deutlich von der Verteilung im März. So sind an den drei verfügbaren Positionen große Änderungen bei der Reststromrichtung zu erkennen. Die Reststromgeschwindigkeiten sind dabei etwas geringer und erreichen Werte von bis zu 10 km/Tide. Während im März in der Nähe der Hörnum-Odde ein Transport aus dem Hörnum Tidebecken in die Nordsee vorhanden war (vergl. Abb. 9), findet aufgrund des Sturms nur noch ein kräftiger Wasserdurchsatz in das Hörnum Tidebecken hinein statt.

Ganz andere Auswirkungen hat der Sturm Anfang November (Abb. 11) auf das Reststrommuster. Im Schnitt zwischen Sylt und Amrum lassen die über 5 Tiden gemittelten Strömungen in erster Linie eine Abschwächung bei den Reststromgeschwindigkeiten erkennen. Sie sind mit Werten zwischen 1 und 4 km/Tide sehr viel geringer als im März. Eine Ausnahme davon bildet die Station an der 4-Meter-Tiefenlinie (Position 1.8). Dort tritt in diesem Fall eine geringfügig höhere Reststromgeschwindigkeit auf. Die Richtungen jedoch sind denen in der Abb. 9 sehr ähnlich und zeigen keine signifikante Änderung im Vergleich mit den Ergebnissen vom 20. bis 22. März.

Vergleicht man die Restströme in den drei Abb. 9, 10 und 11, so zeigen sich in allen Bildern deutliche Unterschiede. Zieht man jedoch von den Restströmen der Abb. 10 und 11 den Reststrom der Abb. 9 ab, so erhält man die vom Wind induzierte Strömung, den sogenannten Triftstrom. Dieser ist zwar bei beiden Starkwindwetterlagen in das Hörnum Tidebecken hineingerichtet, aber von der Stärke her sehr unterschiedlich. Im Fall des Sturms im Oktober, ist der Triftstrom stark genug, um die Reststromrichtung in der Rinne des Hörnum-Tiefs umzukehren, während beim zweiten Sturm im November die Reststromgeschwindigkeit dort durch den Triftstrom nur verringert wird.

Faßt man die Ergebnisse über die Veränderungen der Strömungen und der Restströme bei Sturmwetterlagen zusammen, so zeigt sich, daß bei den beiden untersuchten Ereignissen jeder Sturm andere Auswirkungen hat. Es läßt sich daher feststellen, daß nicht nur die Windgeschwindigkeit eine wichtige Größe ist, sondern auch die Windrichtung und der zeitliche Verlauf des Sturms eine entscheidende Rolle für die Verteilung der (Rest-)Strömungsmuster spielen. Überraschenderweise hat dabei der Tidehub nur einen relativ geringen Einfluß auf

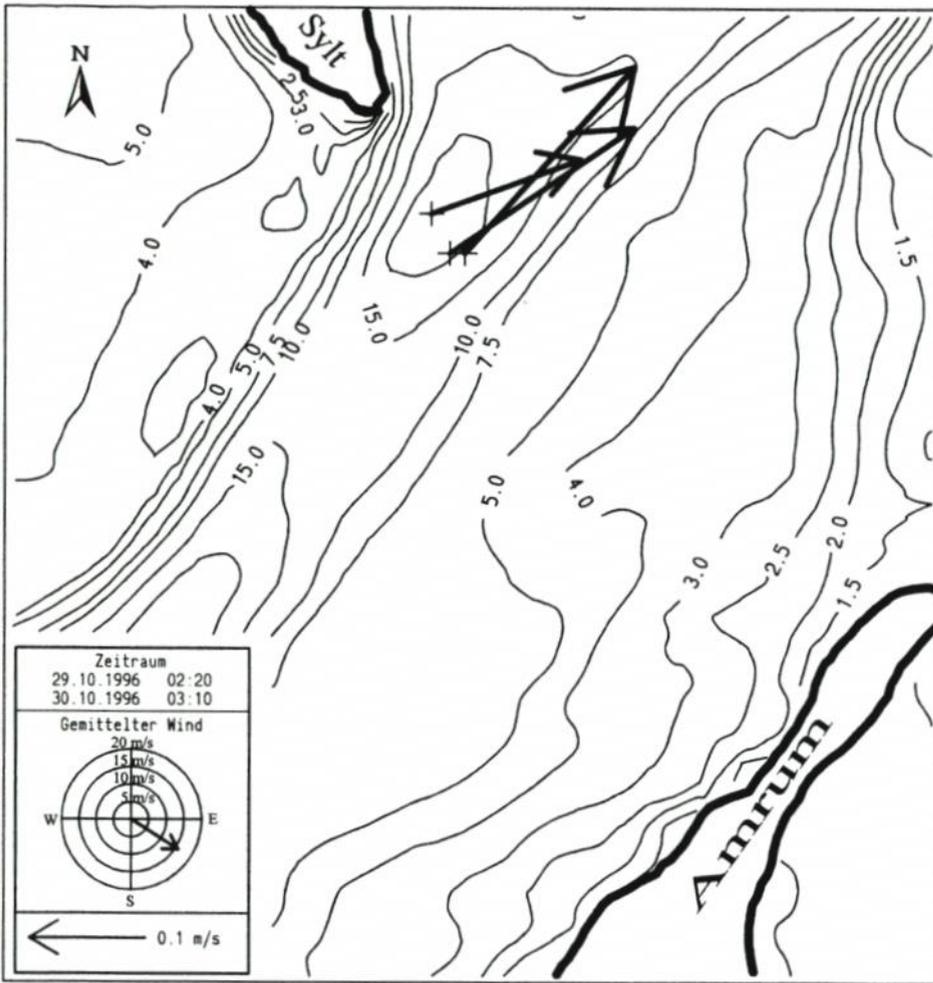


Abb. 10: Über 2 Tiden gemittelte Reststromverteilung während eines Sturms im Oktober 1996. Für Einzelheiten siehe Text

die Strömungen, so daß der Wasserstand im Hörnumer Tidebecken nur sehr bedingt als ein Indikator für die Strömungsverteilung verwendet werden kann. Eine generelle Aussage über die Auswirkungen von starken Winden auf die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen kann natürlich nicht aufgrund der Auswertung von nur zwei Ereignissen abgeleitet werden.

#### 4.4 Transporte

Die im vorangegangenen Abschnitt berechneten Restströme machen deutlich, daß ein Wassertransport über die Grenzen des Hörnumer Tidebeckens mit den umliegenden Gebieten stattfindet. Im Folgenden soll nun dieser Massentransport anhand der Messungen der Frühjahrs- und Herbstkampagne näher untersucht und quantifiziert werden.

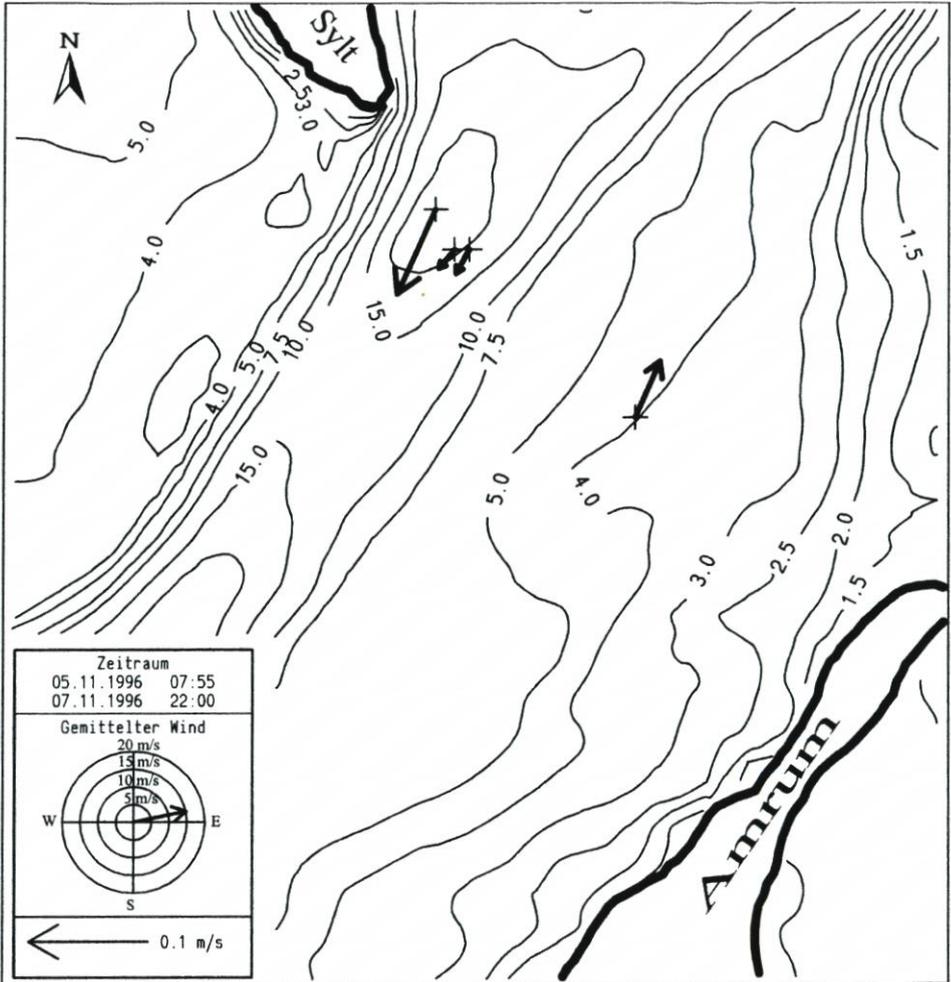


Abb. 11: Über 5 Tiden gemittelte Reststromverteilung während eines Sturms im November 1996. Für Einzelheiten siehe Text

Da sich der Wassermassentransport aus der Strömungsgeschwindigkeit multipliziert mit der Durchflußfläche errechnet, war es zunächst notwendig, die Querschnitte aller drei Meßprofile genau zu bestimmen. Ausgehend von den Vermessungen des ALW in Husum im Sommer 1996 wurde daher in einem ersten Schritt die Tiefenverteilung, mit Abständen von 1 m zwischen den einzelnen Tiefenpunkten, erstellt. Die hohe räumliche Auflösung war nötig, um die sich im Laufe einer Tide ständig verlagernden Übergänge zwischen trockenen und nassen Wattflächen möglichst genau zu bestimmen. Als zweites muß der Wasserstand für die Flächenberechnung bereit gestellt werden. Zu diesem Zweck hatte das ALW auf der Amrum Odde einen Sommertidepegel aufgestellt. Die Wasserstandsdaten wurden für die Rechnung als konstant über den gesamten Schnitt angenommen.

Desweiteren mußten für die Bilanzrechnungen einige Annahmen bezüglich der Strömungsdaten getroffen werden. Bei den Messungen mit den Aanderaa-Geräten handelt es sich

um Punktmessungen innerhalb der Wassersäule. Je nach Art der Verankerung befanden sich die Geräte dabei in unterschiedlichen Abständen vom Boden. Aus Mangel an Kenntnis über das tatsächliche Strömungsprofil wurden daher die gemessenen Strömungsdaten als charakteristisch für die gesamte Wassersäule angesehen und unverändert für die Transportrechnungen verwendet. Bei den Positionen mit ADCP-Geräten wurden die gemessenen Daten vertikal gemittelt für die Transportrechnung verwendet.

Um die Meßprofile auch in der Horizontalen abdecken zu können, wurden zuerst die Entfernungen der Meßpositionen untereinander oder bis zum nächsten Landpunkt berechnet. Die gemessenen Strömungswerte der einzelnen Geräte galten dann in einem Bereich links- und rechtsseitig vom Meßpunkt bis zum Land bzw. die Hälfte der Strecke bis zum nächsten Meßgerät als homogen.

Mit Hilfe der Querschnittsflächen und den Ergebnissen aus den Strömungsmessungen können die Beträge des Massentransports durch die einzelnen Meßprofile abgeschätzt werden. Aufgrund der zum Teil sehr komplexen Strukturen der Strömung sind nur Zeiträume in Betracht gezogen worden, in denen möglichst viele Positionen mit lückenlosen Meßzeitreihen zur Verfügung standen.

In der Abb. 12 sind die horizontal integrierten Transportraten für einen Zeitraum von 4 Tagen im April 96 dargestellt. Die Transportskala wurde in dem Plot so gewählt, daß positive Werte einen Fluß in das Hörnummer Tidebecken und negative Transportraten einen Fluß aus dem Hörnummer Tidebecken anzeigen. Die Transporte spiegeln dabei das Verhalten der Tideströmung wider. Im Rhythmus der Tide strömt das Wasser aus der Nordsee in das Hörnummer Tidebecken und wieder heraus. Die Transportraten erreichen dabei Werte von fast  $35\,000\text{ m}^3/\text{s}$ , wobei Ebb- und Flutstromtransporte ungefähr gleich groß sind. Obwohl das Wasser im Verlauf einer Tide eine Art Pendelbewegung ausführt, überwiegt aufgrund geringfügig höherer Transportraten und vor allem wegen der längeren Transportdauer der Ebbstromtransport, so daß insgesamt ein Wasserversatz in Richtung Nordsee zu vorhanden ist.

Summiert man die positiven und negativen Äste der Transportraten über eine Tideperiode auf, so bekommt man den Gesamttransport in die jeweilige Richtung und kann daraus den Nettotransport bestimmen. In der Tab. 4 sind die mittleren Gesamttransporte für drei Zeiträume im Frühjahr und einen im Herbst aufgelistet. Mit + gekennzeichnete Werte stehen

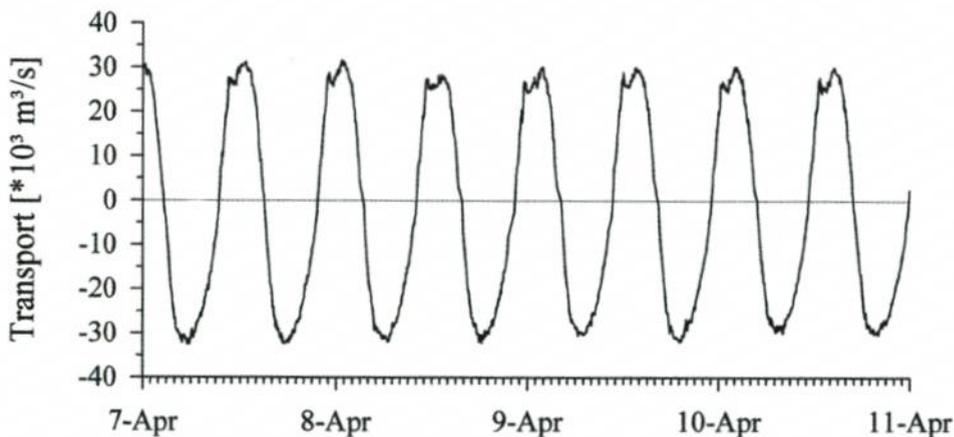


Abb. 12: Berechnete Wassertransporte [ $\approx 10^6\text{ m}^3/\text{s}$ ] zwischen Sylt und Amrum. (+ in das Hörnummer Tidebecken hinein, - aus dem Hörnummer Tidebecken hinaus)

für einen Transport in das Hörnum-Tidebecken ( $\rightarrow$  H. T.), während mit  $-$  gekennzeichnete Werte einen Transport aus dem Hörnum-Tidebecken ( $\leftarrow$  H. T.) bedeuten.

Bei der Betrachtung der vier untersuchten Zeiträume fällt auf, daß die Gesamttransporte aber auch die Abweichungen von den Mittelwerten in jedem Profil mit der Zeit stark variieren. Die Schwankungen werden zum einen durch periodische Ereignisse, wie die tägliche Ungleichheit der Tide oder die Variationen des Wasserstandes durch den Nipp-Springzyklus ausgelöst. Zum anderen sind die Transporte sehr stark von den meteorologischen Bedingungen abhängig, da durch den Wind große Wasserstandsänderungen hervorgerufen werden können. So schwanken die Werte zwischen Sylt und Amrum (alle folgenden Angaben über Wassertransporte sind in Millionen  $m^3$  pro Tide) im Bereich von  $+364.9$  bis  $+481.8$  während der Flutphase und zwischen  $-396.1$  und  $-535.4$  bei ablaufendem Wasser. Die Transporte sind damit etwas geringer als die Ergebnisse der Modellrechnungen für verschiedene Wettersituationen von DICK (DICK et al., 1996) mit Durchflußmengen zwischen  $+495$  und  $+586$  sowie  $-586$  bis  $-696$  und den Modellergebnissen des ALW Husum (ALW, 1996) mit Mengen von  $+534$  bzw.  $-630$ .

Tab. 4: Mittlere Wassertransporte [ $\cdot 10^6 m^3/Tide$ ] der einzelnen Meßprofile und Gesamtbilanz

	Frühjahr			Herbst
Datum	3.4.96 – 14.4.96	17.4.96 – 22.4.96	25.4.96 – 29.4.96	21.11.96 – 24.11.96
$\rightarrow$ H. T.	$+ 408.1 \pm 22.6$	$+ 481.8 \pm 19.4$	$+ 364.9 \pm 20.9$	$+ 417.9 \pm 65.4$
$\leftarrow$ H. T.	$- 488.1 \pm 53.7$	$- 535.4 \pm 20.4$	$- 396.1 \pm 44.8$	$- 532.6 \pm 71.4$
$\Sigma$	$- 80.0 \pm 40.4$	$- 53.6 \pm 36.4$	$- 31.2 \pm 36.7$	$- 114.7 \pm 114.4$

Die Zahlen für den Nettofluß aus dem Hörnum-Tidebecken in die Nordsee hingegen liegen, trotz einer sehr großen Schwankungsbreite, sowohl bei den Meßergebnissen des Projektes als auch bei den Modellergebnissen von DICK und vom ALW innerhalb der gleichen Größenordnung. So betragen die Nettoflüsse bei den vorliegenden Messungen zwischen  $-31.2$  und  $-114.7$  und bei den Modellrechnungen von DICK und vom ALW zwischen  $-86$  bis  $-110$  bzw. bei  $-96$ . Auch die Abschätzung der Differenzwassermengen von RICKLEFS (RICKLEFS et al., 1994), basierend auf Strömungsmessungen im Hörnum-Tief aus dem Jahr 1988 zeigt, daß sich zwar die Nettoflüsse von Tide zu Tide mit Werten von  $-21$  bis  $-76$  stark unterscheiden, aber die Übereinstimmung mit den anderen Ergebnissen gut ist.

## 5. Danksagung

Ich danke Herrn H. May, Herrn H. Klein und Herrn S. Petersen für die äußerst tatkräftige Unterstützung in allen gerätetechnischen Dingen. Für die Hilfestellung und Gastfreundschaft auf See und an Bord möchte ich mich bei den Besatzungen der Schiffe „Oland“, „Habel“ und „Hooge“ vom ALW sowie bei der Besatzung der „Wega“ vom BSH bedanken. Weiterhin möchte mich an dieser Stelle bei all denjenigen ganz herzlich bedanken, die die Durchführung des Projektes ermöglicht haben.

## 6. Schriftenverzeichnis

- Abschlußbericht für das KFKI-Projekt „Der Wasseraustausch im Tidebecken Hörnum Tief“, Förderkennzeichen: 610-3892-MTK 40 582, 1998 (in Vorbereitung).
- Amt für Land- und Wasserwirtschaft (ALW) Husum: Gesamt-Schlußbericht zum BMFT-Forschungsvorhabens „Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase II“ (unveröffentlicht), 1994.
- Amt für Land- und Wasserwirtschaft (ALW) Husum: Untersuchung zum Wattsicherungsstamm Festland - Pellworm, Zwischenbericht, Stand von 27. 2. 1996.
- DICK, S.: Gezeitenströmungen um Sylt – Numerische Untersuchungen zur halbtägigen Hauptmondtide (M2), Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Vol. 40, H. 1, S. 25–44, 1987.
- DICK, S. u. SCHÖNFELD, W.: Water transport and mixing in the North Frisian Wadden Sea – Results of numerical Investigations, Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Vol. 48, No. 1, p. 27–48, 1996.
- FRANZIUS-INSTITUT: 3. Zwischenbericht Phase II des BMBF Forschungsvorhabens „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt“ (unveröffentlicht), 1992.
- KIRSCHNING, E. u. LEISTNER, W.: Das Klima der Nordseeinsel Föhr 1888–1992, Nordfriisk Institut Bräist/Bredstedt, Nordfriesland, S. 195 ff., 1993.
- KNOB, F.: Untersuchungen über Gezeitenbewegung und morphologische Veränderungen im nordfriesischen Wattgebiet als Vorarbeiten für Dammbauten, Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Braunschweig, H. 1961/1.
- RICKLEFS, K. u. AUSTEN, G.: Ergebnisse von Schwebstoff- und Strömungsmessungen in den Rückseitenwatten der Insel Sylt (Nordsee/Deutsche Bucht), Meyniana, Nr. 46, S. 91–106, 1994.
- SCHUMACHER, A.: Die Gezeiten der Sylter Gewässer, Aus dem Archiv der deutschen Seewarte, XLI Jahrgang 1923, Nr. 2, S. 3–22, 1923.

# Die Verteilung von Schwebstoffen im Hörnum-Tief

Von KLAUS RICKLEFS

## Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit faßt die Ergebnisse einer Studie zusammen, die im Rahmen des KFKI-Forschungsprojekts „Der Wasseraustausch im Hörnum-Tief“ durchgeführt wurde. Ziel der Untersuchung war die Erfassung der Verteilung feinkörniger, suspendierter Sedimente. Gemessen wurde die zeitliche Entwicklung der Schwebstoffgehalte an einigen Dauermeßstellen im Bereich des Hörnum-Tiefs östlich der Insel Sylt. Zusätzlich wurde die räumliche Verteilung entlang je eines Längs- und eines Querschnitts durch die Gezeitenrinne bestimmt.

Das generelle Verteilungsmuster der Schwebstoffe ist geprägt durch eine graduelle Zunahme der Konzentration in Richtung auf die buchtinneren Abschnitte des Tidebeckens. Abhängig von dieser räumlichen Verteilung ist der Schwebstofftransport in starkem Maße durch advective Komponenten geprägt. Auf der Basis von Zeitreihenanalysen konnte gezeigt werden, daß advective Transporte besonders bei ruhigen Wetterlagen und bei Ostwindsituationen vorherrschend sind. Bei stärkeren westlichen Winden und damit verbundenen höheren Wasserständen und stärkerem Seegang gewinnen eine ganze Reihe kürzer- oder längerperiodischer Prozesse Einfluß auf den Schwebstofftransport. Ein sehr anschauliches Beispiel hierfür stellt die bei stärkeren westlichen Winden auf den südlich von Sylt gelegenen Theeknopssänden erfolgende Aufwirbelung von Schwebstoffen dar. Diese brandungsbedingte Mobilisierung führt bei entsprechenden Wasserständen im Bereich des Gewässerschnitts Sylt-Amrum zu einer signifikanten Erhöhung der Gehalte suspendierter Sedimente.

## Summary

*The paper presented summarises the results of a study which was performed within the scope of the KFKI research project „Der Wasseraustausch im Hörnum-Tief“. The focus of the investigation was to measure and identify the distribution of fine grained suspended sediments. The time depending evolution of suspended matter concentration was measured at long period sample sites in the area of the Hörnum-Deep east of the island of Sylt. In addition the spatial distribution was determined along a cross and a longitudinal section of the tidal channel.*

*The general distribution pattern is determined by a gradual concentration increase in the direction towards the inner parts of the tidal basin. Depending on this spatial distribution the transport of suspended matter is dominated by advective components. On the basis of time series analysis it could be shown, that advective transports are predominant during calm weather conditions and during situations with easterly winds. At stronger westerly winds and related higher water levels and increasing wave height quite a number of shorter and longer periodical effects gain influence on the transport of suspended solids. A very clear example for this is the resuspension of sediment, which happens at stronger westerly winds on the Theeknops shoals just south of the island of Sylt. At corresponding water levels this wave induced mobilisation leads to an significant increase of the suspended matter concentration in the cross-sectional area between the island of Sylt and the island of Amrum.*

## Inhalt

1. Einleitung .....	142
2. Das Meßprogramm und die Meßmethoden .....	142
3. Ergebnisse und Diskussion .....	145
3.1 Langzeitmessungen .....	145
3.2 Längs- und Querschnittsmessungen .....	152
3.3 Schlußfolgerungen .....	158
4. Danksagung .....	159
5. Schriftenverzeichnis .....	159

## 1. Einleitung

In einer Zusammenarbeit zwischen dem Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum (ALW), dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie und dem Forschungs- und Technologiezentrum Westküste in Biusum entstand die Initiative für das Forschungsvorhaben „Der Wasseraustausch im Tidebecken Hörnum-Tief“. Das Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie übernahm auf Antrag des ALW vom 15. 6. 95 die finanzielle Förderung des Projekts für den Zeitraum vom 1. August 1995 bis zum 31. März 1998.

Das übergeordnete Ziel des Projekts war es, auf der Basis längerfristiger Zeitreihen hydrologischer Parameter die Füll- und Entleerungsvorgänge des Tidebeckens Hörnum-Tief und angrenzender Wattgebiete in Abhängigkeit von Tidegeschehen und Wetter zu untersuchen. Da in Küstengewässern oft enge Wechselbeziehungen zwischen der Topographie des Seegrundes und den Bewegungsformen des Wassers bestehen, sollten darüber hinaus die hydrographischen Verhältnisse im Bereich des Hörnum-Tiefs nicht allein durch Angaben zu den vorkommenden Strömungen und zum Seegang beschrieben werden, sondern auch durch die Resultate von Schwebstoffmessungen. Die Bedeutung dieser Ergebnisse liegt darin, daß sie Aufschluß darüber geben können, in welchem Ausmaß Sedimente transportiert werden bzw. wie intensiv die Wechselbeziehungen zwischen Wasserbewegung und Sediment bzw. Morphologie sind.

Die Konzeption der hier vorgestellten, vom Umfang und von der finanziellen Förderung her vergleichsweise klein angelegten Untersuchung sieht vor, daß im Mittelpunkt der Analyse nicht die statistische oder bilanzierende Auswertung tabellierbarer Meßwerte steht. Das Ziel ist vielmehr die Erfassung und Beschreibung der Phänomenologie der Schwebstoffverteilung im Hörnum-Tief. Zu diesem Zweck werden die Ergebnisse von ortsfesten Langzeitmessungen sowie die Resultate von Längs- und Querschnittsmessungen diskutiert.

## 2. Das Meßprogramm und die Meßmethoden

Zur Erfassung der räumlichen und zeitlichen Verteilung suspendierter Sedimente wurden im Frühjahr und im Herbst 1996 zwei Meßkampagnen im Bereich des Hörnum-Tiefs durchgeführt.

Die raumzeitliche Erfassung der Schwebstoffe erfolgte während zweier jeweils einwöchiger Meßkampagnen mit dem Forschungsschiff „Südfall“ und dem Forschungsboot „Seston“ des Forschungs- und Technologiezentrums Westküste. Die „Südfall“ wurde auf dem Profil Amrum-Hörnum eingesetzt, während zeitgleich die Messungen auf dem Längsprofil durch das Hörnum-Tief von der „Seston“ aus erfolgten (Abb. 1).

Von beiden Schiffen aus wurden baugleiche ECO-Sonden der Herstellerfirma Meerestechnik Elektronik, Trappenkamp eingesetzt. Diese Fiersonden sind mit Sensoren für elektrische Leitfähigkeit, Temperatur, Druck und optische Transmission ausgerüstet. Der Durchlichttrübungssensor hat eine Streckenlänge von 50 mm und deckt damit in Wattgewässern einen ausreichend weiten Meßbereich hinreichend genau ab. Da es sich bei der optischen Trübungsmessung um ein indirektes Meßverfahren handelt, ist es notwendig zur Umrechnung der optischen Werte in Konzentrationswerte Referenzproben zu entnehmen (OHM, 1985). Dies geschieht mit Hilfe eines hinsichtlich Bodenauslösung modifizierten Niskin-Wasserschöpfers, der zusammen mit der Fiersonde in ein spezielles Gestell eingebaut ist. Die Bestimmung des Feststoffgehalts der Suspensionsproben erfolgt durch Vakuumfiltration der

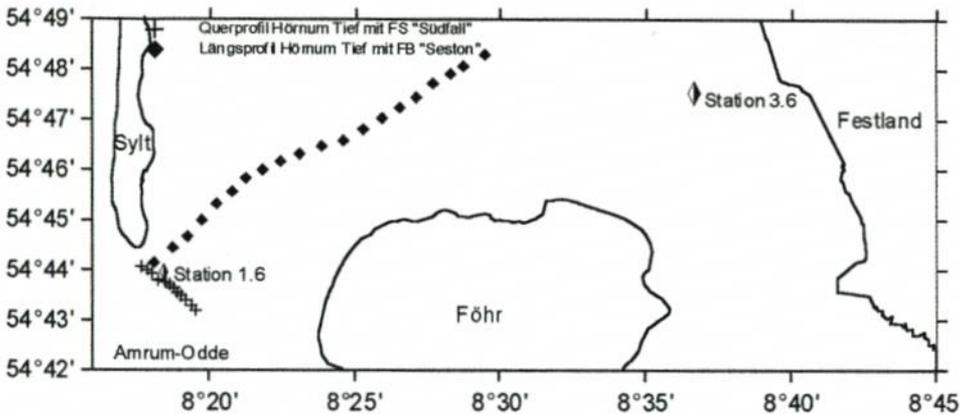


Abb. 1: Meßpositionen im Bereich Hörnum-Tief und Föhrer Schulter

Probe unter Verwendung von Glasfaserfiltern mit einem Rückhaltevermögen von  $0,45 \mu\text{m}$ . Die entsalzten Filter werden bei  $60^\circ\text{C}$  getrocknet und die Feststoffmasse gravimetrisch bestimmt.

Die angewandte Meßstrategie war die, daß an verschiedenen Positionen entlang der Profilstrecken (Abb. 1) Vertikalprofile der Größen optische Transmission, Temperatur und Salzgehalt aufgenommen werden. Die vertikale Auflösung einer derartigen Messung liegt bei etwa 30 cm. Alle Meßwerte sowie Zeit- und Positionsdaten (Diff. GPS) werden an Bord auf Datenträgern gespeichert. Zu bestimmten Zeiten oder an bestimmten Orten wurden zusätzlich zur Kalibrierung der optischen Meßwerte Suspensionsproben in einem Meter Höhe über Grund entnommen.

Nach der gravimetrischen Bestimmung des Feststoffgehalts dieser Proben wurden durch Gegenüberstellung von Konzentrationswerten und zugehörigen Transmissionswerten Kalibrierbeziehungen ermittelt. Mit Hilfe der aufgestellten Gleichungen erfolgte anschließend die Umrechnung aller Transmissionswerte in Konzentrationswerte (Abb. 2). Die Konzentrationsprofile eines Quer- oder Längsschnittes wurden schließlich in einem letzten Schritt mit Hilfe des digitalen Geländemodells SURFER (Golden Software) zu Isolinien-darstellungen zusammengefaßt.

Die Verteilung der Meßwerte in den Diagrammen von Abb. 2 sowie die dort angegebene

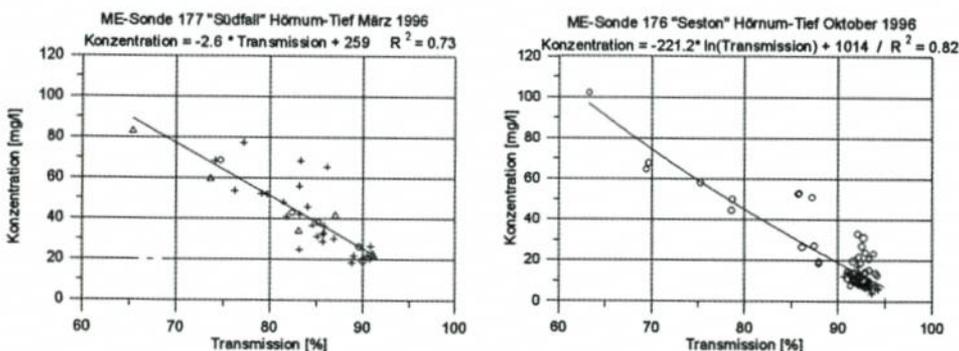


Abb. 2: Kalibrierbeziehungen zur Umrechnung von optischer Transmission in Konzentration

nen Korrelationskoeffizienten zeigen, daß der Zusammenhang zwischen den ermittelten Konzentrationswerten und der indirekten Meßgröße optische Transmission statistisch betrachtet nicht streng signifikant ist. Die vorkommende Streuung der Werte läßt sich zum einen durch methodische Fehler bei der Feststoffbestimmung, der Probenentnahme, der zeitlichen und räumlichen Zuordnung von Konzentrationswerten und Transmissionswerten und durch Ungenauigkeiten der Sonde erklären. Zum anderen entstehen die Abweichungen aber auch durch unterschiedliche Mengen an planktisch lebenden Organismen. Diese Zellen verhalten sich optisch ähnlich wie suspendierte Sedimente. Ihre nach Filtration bestimmbare Trockenmasse ist aber im Vergleich zu mineralischem Material entscheidend geringer, ein Umstand der zwangsläufig zu Unschärfen bei der Gegenüberstellung von Transmissions- und Konzentrationswerten führen muß. Die Erfahrungen mit optischen Schwebstoffmessungen in anderen Gewässern sowie die insgesamt relativ niedrigen Sestonkonzentrationen bei gleichzeitig recht hohen Glühverlustwerten (Abb. 3) lassen vermuten, daß die sich im speziellen Fall weniger gut darstellenden Zusammenhänge zwischen Schwebstoffkonzentration und Transmission in erster Linie auf unterschiedliche Planktongehalte zurückzuführen sind.

Insgesamt zeigen die Korrelationskoeffizienten aber, daß die Beziehungen eindeutig genug sind, um qualitative Vorgänge anschaulich zu erfassen. Quantitative Betrachtungen können dagegen mit so großen Fehlern behaftet sein, daß sie nur eine sehr eingeschränkte Gültigkeit haben würden. Aus diesem Grunde werden bei der Deutung der erarbeiteten Ergebnisse qualitative Aspekte im Vordergrund stehen müssen.

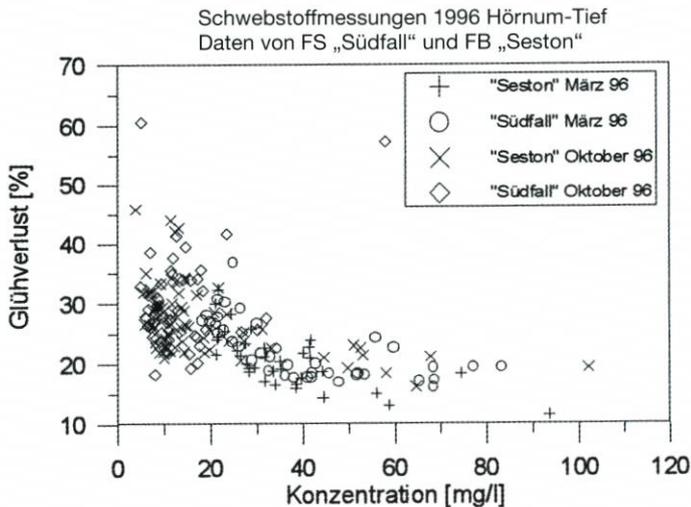


Abb. 3: Verhältnis von Schwebstoffkonzentration zu Glühverlust

*Anmerkung:* Die stark variierenden Gehalte an organischen Komponenten können besonders bei niedrigen Konzentrationen eine starke Einschränkung der Güte der optischen Konzentrationsbestimmung nach sich ziehen.

Neben den schiffsgestützten Schwebstoffmengenbestimmungen wurden auf den Profilen Amrum-Hörnum und Föhr-Festland zusätzlich ortsfeste Langzeitmessungen der optischen Transmission durchgeführt. Diese Messungen erfolgten mit Sonden der Firma Hydrobios, Kiel, die an Aanderaa-Strömungsmesser angeschlossen wurden. Die Installation der Sonden und der Strömungsmesser in spezielle, den jeweiligen Einsatzort angepaßte Geräte-

träger, ist bei ROSS (1998) beschrieben. Der optische Aufbau der Trübungssonden entspricht dem bei OHM (1985) beschriebenen Strahlengang. Die Streckenlänge betrug bei den Geräten im Hörnum-Tief 100 mm und bei den Sensoren auf dem Profil Föhr-Festland 50 mm.

Die aufgenommenen Meßreihen erlauben ausschließlich qualitative Angaben hinsichtlich der zeitlichen Variabilität der Schwebstoffführung an einem Meßort. Quantitative Aussagen sind mit diesem Meßsystem nicht möglich, da besonders die Verschmutzung der Sensoren durch Bewuchs, aber auch Probleme bei der Energieversorgung und die elektronische Drift einiger Bauteile bei unterschiedlichen Umgebungstemperaturen nur sehr schwer zu kalkulierende Störgrößen darstellen. Zudem würde bereits die zweifelsfreie räumliche und zeitliche Zuordnung etwaiger Kalibrierproben, unter den Bedingungen (Strömung, Wassertiefe, Seegang), wie sie im Hörnum-Tief herrschen, ein kaum zu lösendes Problem darstellen.

### 3. Ergebnisse und Diskussion

#### 3.1 Langzeitmessungen

Einleitend muß leider erwähnt werden, daß die Ausbeute an verwertbaren Ergebnissen der Langzeittransmissionsmessungen gering war. Dies ist einerseits auf technische Schwierigkeiten, wie umgekippte Geräte u. ä. zurückzuführen oder andererseits einfach darauf, daß komplette Meßsysteme während einer Sturmserie im Herbst 1996 vollständig verloren gingen. Bei allen aufgenommenen Zeitreihen waren überdies nur die ersten zwei Meßwochen auswertbar, da bei allen weiteren Messungen das Wertespektrum als Folge zunehmender Verschmutzung des Sensors zu stark eingeengt war. Hier vorgestellt und diskutiert werden letztlich die Ergebnisse der Meßstation 3.6 auf dem Profil Föhr-Festland und die der Dauermeßstation 1.6 auf dem Profil Sylt-Amrum (Positionen siehe Abb. 1).

Die Abb. 4 zeigt die Ergebnisse der ersten zwölf Meßtage der Station 3.6 auf dem Profil Föhr-Festland. Das Meßgerät lag hier in einem relativ tief gelegenen Teil der trockenfallenden Wattflächen, so daß es um Tideniedrigwasser herum für kurze Zeit nicht von Wasser bedeckt war. In der Graphik sind die Ganglinien der optischen Transmission und zur Kennzeichnung der Tidephase die der Strömungsrichtung aufgetragen.

Der Verlauf der Transmissionskurve zeigt bei fast allen gemessenen Tiden einige typische Eigenarten, die am Beispiel der zweiten Tide vom 23. 3. 1996 (Abb. 4) erläutert werden sollen. Danach ist das Wasser, das mit einsetzender Flut die Wattflächen überspült und an das Meßgerät gelangt, am stärksten mit Schwebstoffen beladen (erste gestrichelte Linie in Abb. 4). Im weiteren Verlauf der Tide nimmt die Schwebstoffkonzentration meist ab, um um das Tidehochwasser herum ein Minimum zu erreichen.

Mit einsetzender Ebbeströmung steigen die Gehalte an suspendierten Sedimenten mit Annäherung an Tideniedrigwasser wieder an (zweite gestrichelte Linie in Abb. 4). Generalisierend betrachtet ergibt sich so das Bild einer über eine Tide u- oder v-förmig verlaufenden Ganglinie der Sestonkonzentration. In dieser Kurvenform spiegelt sich der für Wattgebiete typische horizontale Gradient der Schwebstoffverteilung wider (POSTMA, 1980; PEJRUP, 1988). Charakteristikum dieses Gradienten sind höchste Schwebstoffgehalte in den inneren Teilen des Wattgebiets nahe der Hochwasserlinie und niedrigere Feststoffanteile im Wasser der seewärtigeren Bereiche. Die tideinduzierte Bewegung eines so beschriebenen Wasserkörpers führt, wenn Wechselwirkungen zwischen fließendem Wasser und Sediment am Meßort ausbleiben, zu dem beschriebenen Gang der Schwebstoffkonzentration. Niedrigste Konzentrationen treten danach um Tidehochwasser herum auf, wenn schwebstoffarmes

„Nordseewasser“ den Meßpunkt erreicht, und höchste Gehalte dann, wenn um Tideniedrigwasser herum gegen Ende der Ebbe das letzte, reich mit Schwebstoffen beladene Wasser von den hohen Wattflächen abfließt bzw. zu Beginn der Flut erneut am Meßpunkt vorbei in Richtung Buchtinneres strömt.

Diese Entwicklung der Schwebstoffführung kann zudem Überprägungen dadurch erfahren, daß z. B. die Konzentrationen zu Beginn oder zum Ende einer Tide unterschiedlich hoch ausfallen (Flutmaximum meist höher als Folge des schnellen Strömungsgeschwindigkeitsanstiegs bei Flut), oder auch dadurch, daß das Ebbemaximum bereits einige Stunden vor Tideniedrigwasser eintritt (z. B. dritte gestrichelte Linie in Abb. 4). Im Fall der hier diskutierten Messung tritt der letzte Fall deutlich am 24. 3. und am 30. 3. 1996 auf. Erklärungen hierfür können derzeit nicht gegeben werden. Einflüsse des Windes sind allerdings mit gewisser Berechtigung auszuschließen, da am 24. 3. 1996 diese Situation bei schwachem, umlaufenden Wind und am 30. 3. 1996 bei mittlerem Wind aus NW auftrat (Abb. 5).

Übergreifend betrachtet üben aber der Wind bzw. die dadurch in Gang gebrachten Wellen und Strömungen sowie das Zusammenspiel zwischen Wind und Wasserstand einen Einfluß auf die Schwebstoffführung des Wattenwassers an Station 3.6 aus. Ein Vergleich der Transmissionswerte (Abb. 4) mit den Wind- und Pegeldaten (Abb. 5) zeigt, daß während der ersten Meßtage (21.–25. 3. 1996) bei nachlassenden zuletzt wieder leicht zunehmenden Winden aus östlicher Richtung eine Abnahme der mittleren Schwebstoffgehalte erfolgt. An der Wende vom 25. zum 26. 3. 1996 dreht der Wind auf nordwestliche Richtung. Dies hat zunächst keine nennenswerten Auswirkungen auf den Gehalt an transportierten Feststoffen. Erst als es bei westlicheren Winden und höheren Windgeschwindigkeiten zu einer Stauwassersituation kommt, zeigen sich Auswirkungen im Gang der Trübungskurve. Dies gilt be-

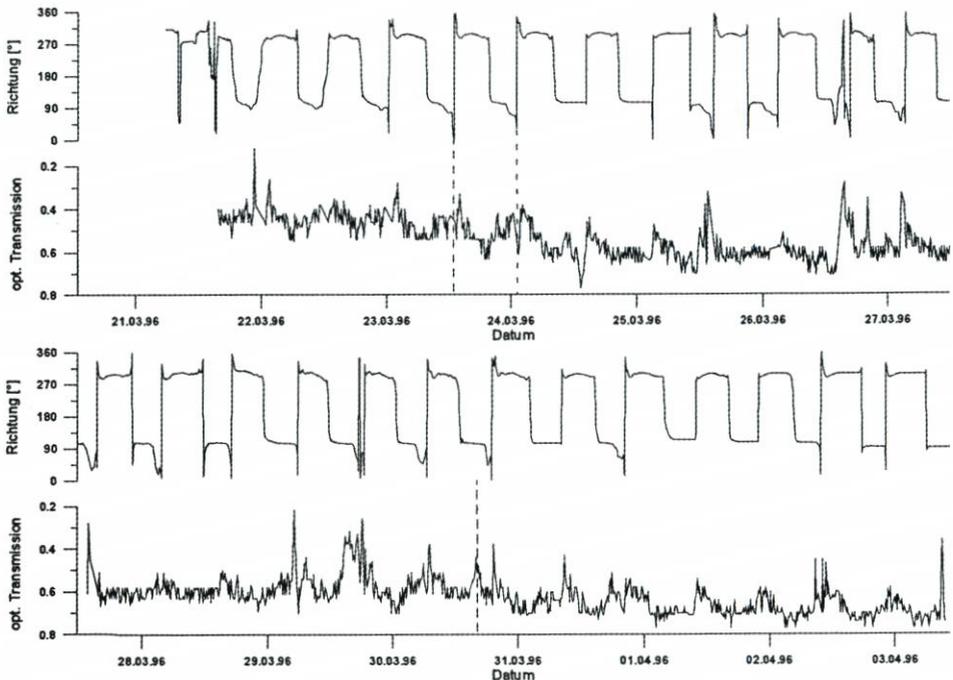


Abb. 4: Zeitreihe der Strömungsrichtung und der optischen Transmission, Meßpunkt 3.6. Strömung in nordwestliche Richtung entspricht Flutphase, in südöstliche Richtung Ebbephase

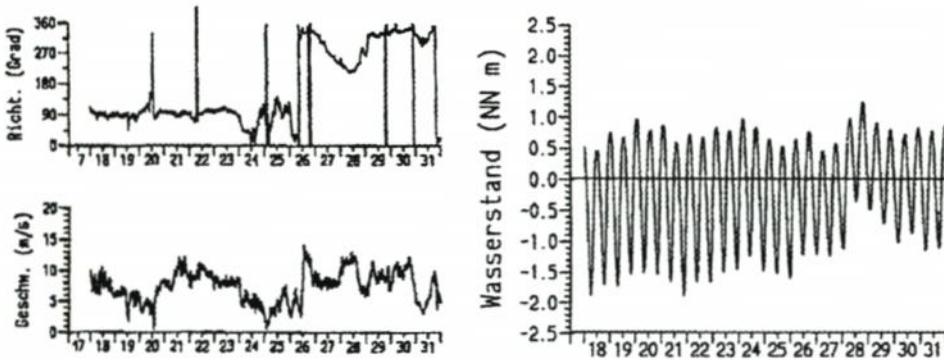


Abb. 5: Wind März 1996 am Meßfahl Westerland – Wasserstand März 1996 am Pegel Hörnum

sonders für den 27. und 28.3.1996. Hier ist die Variabilität der Transmissionswerte vergleichsweise gering, wodurch der typische Tidegang nur sehr schwach ausgebildet ist. Die zeitlich zugehörigen hohen Wasserstände können als ein Indiz dafür gelten, daß schwebstoffärmeres Wasser der äußeren Seegatten oder der offenen Nordsee weiter als gewöhnlich in die inneren Teile des Watts vorgedrungen ist, wodurch das Transportgeschehen am Meßort durch die Bewegungen dieser homogeneren Wassermassen geprägt wird.

Weiterhin zeigen die Meßergebnisse trotz erhöhter Windgeschwindigkeiten und damit verbundenem höheren Seegang keinen Anstieg der mittleren Schwebstoffkonzentrationen. Dies legt den Schluß nahe, daß der Seegang aufgrund der erhöhten Wasserstände zumindest im Bereich des Meßortes keine Mobilisierung von Schwebmaterialien bewirkt hat. Eine Erosion erfolgte vielmehr in den höher gelegenen, schlickigeren Teilen des Watts, in Gebieten, wo bereits eine geringe Zunahme der Wellenenergie zu einer Aufwirbelung und zu einem verstärkten Transport von feinkörnigen Sedimenten führen kann (RICKLEFS, 1997). Die Auswirkungen dieser andernorts durch Wellenbewegungen in Gang gebrachten Mobilisierung von Schwebmaterialien sind bei nachlassendem Windstau und wieder tiefer ablaufender Ebbe (zweite Tide 29. 3. 1996) als gut ausgebildetes aber phasenversetztes Maximum der Schwebstoffkonzentration zu erkennen. Vergleichbare Phasenverschiebungen zwischen dem Auftreten der höchsten Schwebstoffkonzentration und der maximalen Windgeschwindigkeit bzw. der vorausgegangenen Windstausituation sind in ähnlicher Ausprägung auch aus anderen Wattgebieten bekannt (POSTMA, 1980; PEJRUP, 1988 und AUSTEN et al., 1998).

Nicht allein das zuletzt diskutierte Ergebnis zeigt, daß der Feststofftransport am Meßort 3.6 in starkem Maße durch advective Prozesse bestimmt ist. Lokale Resuspension von feinkörnigen Sedimenten findet hier nur untergeordnet statt. Die Menge der in Bewegung befindlichen Schwebstoffe hängt im wesentlichen von der hydrodynamischen Krafteinwirkung ab, wie sie durch das Ausmaß quasi stationärer Strömungen (Tide- und Triftströme) aber besonders durch die Intensität instationärer Strömungen (Orbitalströmungen der Wellen) bestimmt wird. Weiterhin sind das Verhältnis von Wassertiefe zu Wellenhöhe über den Gebieten mit mobilisierbaren Sedimenten und natürlich die Verbreitung ebensolcher Ablagerungen von Bedeutung.

Auf der Basis der vorhandenen Daten ergibt sich damit für den Bereich der Station 3.6 eine Modellvorstellung, wonach bei stärkeren Ostwinden aufgrund der dann geringeren Wassertiefen über den höher gelegenen Wattbereichen die Resuspension von feinkörnigem Sediment am intensivsten ist. Dieses Material gelangt mit den Tideströmungen an den Meßpunkt und führt dort um Tideniedrigwasser herum zu anhaltend hohen Schwebstoffgehal-

ten. Bei Starkwinden, die zu Erhöhungen des Wasserstandes führen, ist dagegen die Mobilisierung geringer, da bedingt durch die größeren Wassertiefen die Krafteinwirkung der Wellen in weiten Bereichen gering bleibt. Erst wenn bei nachlassendem Windstau die von den hoch gelegenen Wattarealen zurückströmenden und mit Feststoffen beladenen Wassermassen den Meßpunkt erreichen, tritt ein phasenverschobenes Schwebstoffmaximum auf.

Ausgeprägte Phasenverschiebungen sind auch bei den bodennahen Messungen an den Stationen 1.3 und 1.6 (Profil Hörnum-Amrum) im tieferen Wasser des Hörnum-Tiefs zu beobachten (Abb. 6). Allerdings sind die am deutlichsten ausgebildeten zeitlichen Verschiebungen zwischen hydrodynamischer Krafteinwirkung und Schwebstoffführung hier nicht auf windinduzierte Vorgänge, sondern auf tidebedingte Prozesse zu beziehen. So zeigt Abb. 6, daß die maximale Schwebstoffführung des Gewässers regelmäßig etwa 1–1,5 Stunden nach der stärksten Ebbeströmung auftritt. Diese hohen Konzentrationen halten dann für etwa zwei Stunden an, um erst wenig vor Tideniedrigwasser etwas abzunehmen. Das kurzzeitige Schwebstoffmaximum, das sich anschließt und überdies in seiner wechselnden Ausbildung sehr anschaulich die tägliche Ungleichheit der Tide widerspiegelt (Abb. 6), ist dagegen das spontane Resultat lokaler Resuspensionsvorgänge. Ausschlaggebend dafür ist die einsetzende Flutströmung, die, bedingt durch den damit verbundenen radikalen Richtungswechsel, sehr effektiv die während der vorausgegangenen Stauwasserphase abgesunkenen Schwebteilchen wieder vom Boden aufnimmt.

Eine genetisch vergleichbare und wiederum nur etwa 30 Minuten meßbare Aufwirbelung von Schwebstoffen findet ebenfalls zu Beginn der Ebbe statt. Im Fall der in Abb. 6 dargestellten Messungen allerdings auf einem Konzentrationsniveau, das um das Tidehochwasser herum typischerweise die niedrigsten Werte aufweist.

Insgesamt ergibt sich für die durch anhaltende Ostwinde bestimmte Meßphase von Abb. 6 ein Bild, das durch ein gleichmäßiges Ansteigen der Schwebstoffkonzentrationen während der Ebbe und ein Abfallen im Verlauf der Flutphase geprägt ist. Eine weitergehende Analyse des Datensatzes auf der Basis von Fast Fourier Transformationen (SWAN u. SANDI-

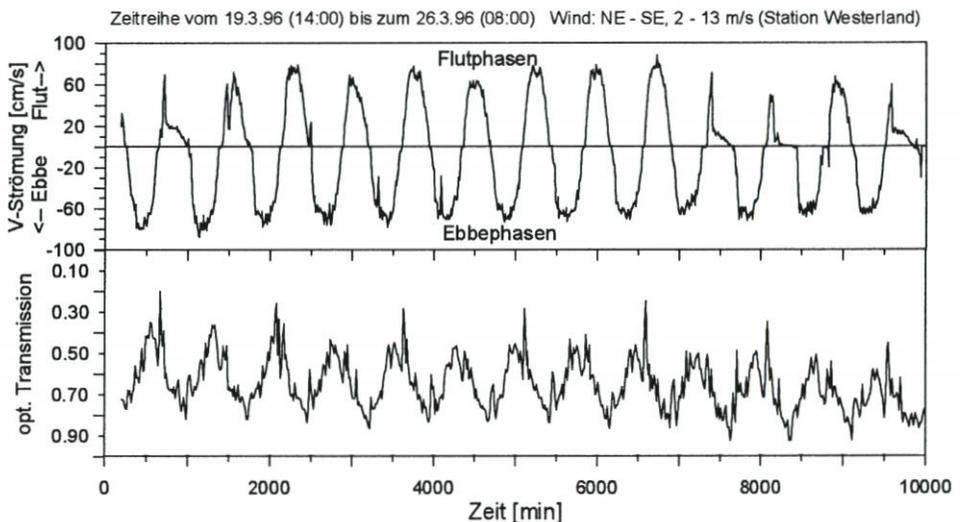


Abb. 6: Zeitreihe der Strömungsgeschwindigkeit und der optischen Transmission vom 19. 3. 1996, 14:00 Uhr, bis zum 26. 3. 1996, 8:00 Uhr, Station 1.6

LANDS, 1995) zeigt denn auch, daß die zeitlichen Entwicklungen sowohl der Strömungsgeschwindigkeiten als auch der Schwebstoffkonzentrationen überwiegend durch Perioden von ungefähr 730 Minuten bestimmt werden. Diese Schwingungsdauer entspricht recht genau der Dauer einer Tide. Längerperiodische Schwingungen treten bei beiden Größen nicht auf (Abb.7). Perioden mit einer geringeren Dauer als der einer Tide kommen bei der optischen Transmission zwar vor, sie sind aber wenig ausgeprägt und daher nicht eindeutig zuzuordnen.

Eine sehr viel bessere Interpretation erlaubt hingegen die bestimmende Periode von 730 Minuten. Ihre Dauer sowie ihre Zuordnung zum Verlauf der Tide weisen eindeutig darauf hin, daß der Transport von suspendierten Sedimenten unter den vorherrschenden Wetterbedingungen (Ostwindlage) in erster Linie durch die systematische Überlagerung von tideabhängigen Abläufen (z. B. maximale Ebbestromgeschwindigkeit) mit advektiven Transportprozessen geprägt wird. Der advektive Anteil entsteht wiederum dadurch, daß schwebstoffreicheres Wasser aus den inneren Teilen des Wattenmeeres mit dem ablaufenden Wasser an den Meßpunkt gelangt.

Die bei östlichen Winden ausgeprägte Periodizität der Transportvorgänge am Meßpunkt 1.6 wird durch stärkere, westliche Winde entscheidend gestört. Eine derartige Wettersitua-

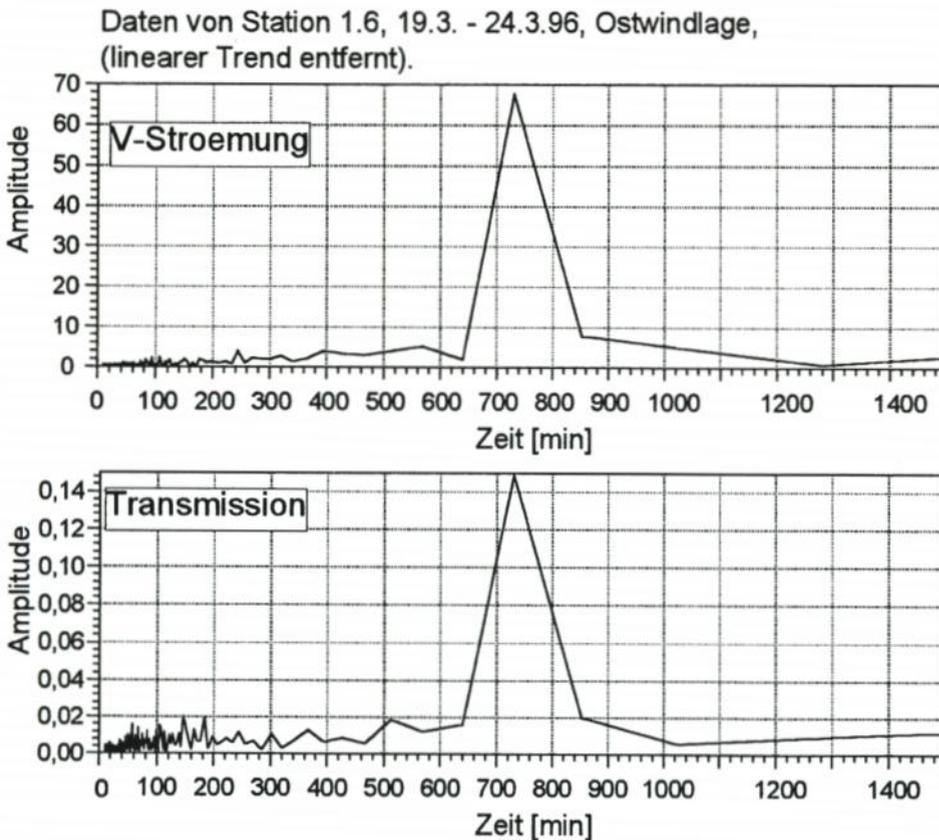


Abb. 7: Periodogramme der Strömungsgeschwindigkeit und der optischen Transmission für Daten der Station 1.6 vom 19.-24. 3. 1996 (Ostwindlage)

tion schließt sich ab dem 26. 3. 1996 an die bereits beschriebene Ostwindphase an. Die dabei auftretenden Windrichtungen und -geschwindigkeiten sowie Wasserstände sind der Abb. 5 zu entnehmen. Die Auswirkungen auf das Strömungsgeschehen und den Schwebstofftransport zeigt die Abb. 8.

Bereits eine flüchtige Betrachtung des Verlaufs der Ganglinie der optischen Transmission (Abb. 8) läßt erkennen, wie stark die im Watt ablaufenden Transportprozesse vom Wind beeinflusst werden. Im Vergleich zur Ganglinie von Abb. 6 zeigt diese Kurve eine viel weniger gut ausgebildete Periodizität, eine größere Anzahl ausgeprägter Spitzen und wirkt insgesamt deutlich „verrauschter“. Dieser Verlauf weist darauf hin, daß für die Schwebstoffführung des Gewässers deutlich andere Prozesse verantwortlich gewesen sein müssen, als es bei der durch östliche Winde geprägten Situation (Abb. 6) der Fall war.

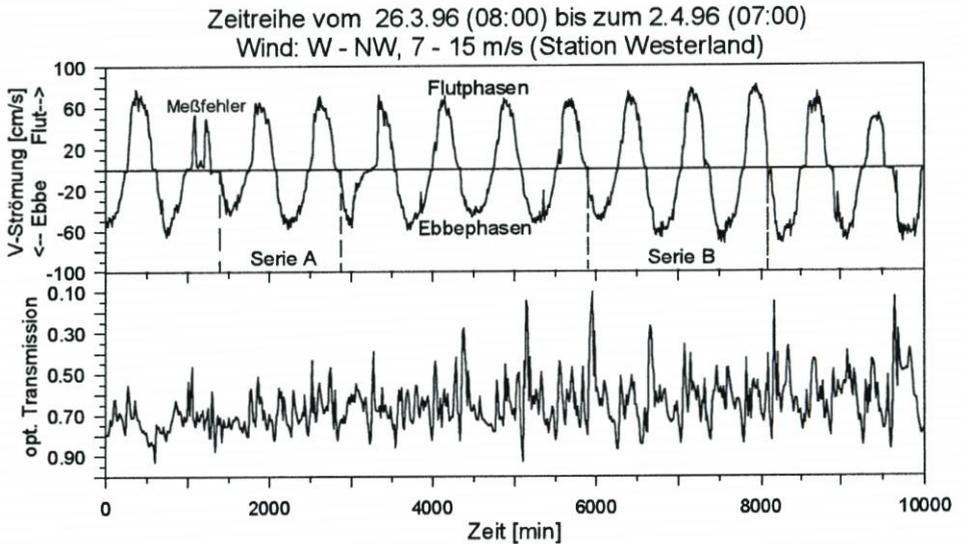


Abb. 8: Zeitreihe der Strömungsgeschwindigkeit und der optischen Transmission vom 26. 3. 1996 14:00 Uhr bis zum 2. 4. 96, 8:00 Uhr, Station 1.6

Bei der weiteren Analyse des Datensatzes wurde zwischen einer ersten Phase mit Winden aus westlicher (NW-W-SW) Richtung (26.–29. 3. 1996, Serie A in Abb.8) und einer zweiten mit Wind aus nahezu konstanter NNW-Richtung (29. 3.–2. 4. 1996, Serie B in Abb. 8) unterschieden. Besonders deutlich werden dabei die Unterschiede zwischen Serie A und Serie B durch die Ergebnisse der durchgeführten Zeitreihenanalysen wiedergegeben. Waren die Wassermassen- und Schwebstofftransporte bei Ostwind eindeutig durch Perioden von der Dauer einer Tide bestimmt (Abb. 7), so ist von dieser Dominanz bei der nachfolgenden Phase mit eher auflandigen Winden nichts mehr festzustellen. Besonders für die Meßreihe vom 26. bis 29. 3. 1996 (Serie A), die durch starke um West drehende Winde gekennzeichnet gewesen ist, wurden Periodizitäten berechnet, die nicht sinnvoll nachvollziehbar waren. Dies wird einerseits methodisch bedingt gewesen sein, da die Zeitreihe mit etwa 48 Stunden (entspricht 576 bzw. 514 Werten) sehr kurz war. Die „verrauschte“ Ganglinie läßt jedoch erkennen, daß bei stärkeren westlichen Winden offenbar aber auch eine größere Anzahl lokaler, kürzerperiodischer Prozesse bestimmend für den Schwebstofftransport sein müssen. Einige dieser Abläufe können ihre Ursache wiederum im Tidegeschehen haben. Beispielfhaft zu nennen sind

wiederkehrende Schwebstoffmaxima im Bereich der Kenterpunkte bei Flut und Ebbe oder auch solche, die auf die Phasen stärkster Tideströmungen zurückzuführen sind (Abb. 8).

Überlagert werden diese Vorgänge zusätzlich durch Mobilisierungsprozesse, die auf stärkeren Seegang zurückzuführen sind, wie er bei starken westlichen Winden im Hörnum-Tief auftritt und dort bei vergleichbaren Bedingungen im Rahmen des Projekts auch gemessen worden ist. Diese Effekte können einerseits extrem kurzperiodisch sein, wenn es zur Aufwirbelung von Sediment durch eine einzelne Welle kommt. Andererseits sind aber auch längerperiodische Auswirkungen des Seegangs denkbar, z. B. wenn es bei entsprechendem Wasserstand durch Brandung auf den Theeknopssänden zur Erosion und zur Verfrachtung von Feststoffen kommt. Weiterhin sind Materialunterschiede der suspendierten Stoffe mit in Betracht zu ziehen, da es beispielsweise durch unterschiedliche Sinkgeschwindigkeiten ebenfalls zur Maskierung bzw. Herausbildung periodischer Effekte kommen kann. Insgesamt führen also die bei stärkeren westlichen Winden eintretenden höheren Wasserstände und turbulenteren Bedingungen zu einer Vielzahl von kürzerperiodischen oder semiperiodischen Vorgängen, die sich bei der Auswertung in der Form einer „verrauschten Ganglinie“ bzw. eines wenig aussagekräftigen Periodogramms wiederfinden.

Mit abnehmendem Einfluß des Windes (Abb. 5) und des Seegangs gewinnen längerperiodische, deutlich tideabhängige Vorgänge erneut an Bedeutung (Abb. 9). Dies gilt beson-

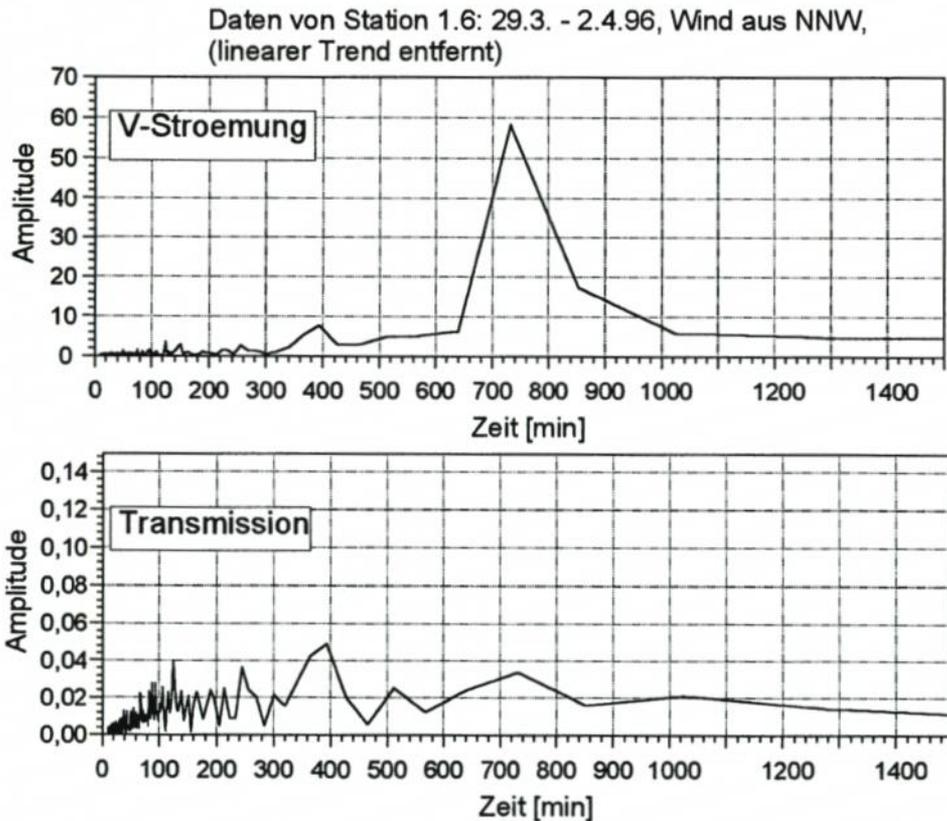


Abb. 9: Periodogramme der Strömungsgeschwindigkeit und der optischen Transmission für Daten der Station 1.6 vom 29. 3., 16:00–2. 4. 96, 7:40; NNW-liche Winde.

ders für die Strömungsgeschwindigkeit, deren zeitabhängige Variabilität wieder durch Perioden von der Dauer einer Tide bestimmt wird. Bei der Transmission ist dieser Einfluß ebenfalls erkennbar, allerdings deutlich schwächer ausgebildet. Die Veränderlichkeit der Schwebstoffführung des Gewässers wird vielmehr durch Periodenlängen in der Größenordnung einer Halbtide dominiert. Weiterhin ist im Periodogramm ein signifikantes Maximum zu erkennen, das auf Schwingungen mit einer typischen Dauer von etwa 240 Minuten hinweist. Periodenlängen dieser Größenordnung werden auf den Einfluß der M6-Gezeit zurückgeführt.

Obgleich viele der mit Hilfe der Fast Fourier Transformation berechneten Periodizitäten sich nicht ohne weiteres in den Zeitreihen wiederfinden lassen, ermöglicht es diese Methode dennoch, klarere Vorstellungen von den unter verschiedenen Turbulenzbedingungen in Tidegewässern (VAN DE KREEKE, DAY u. MULDER, 1997) ablaufenden Transportprozessen zu erlangen. Im speziellen Fall hat sich gezeigt, daß bei Ostwindlagen und entsprechend niedrigen Wasserständen der Schwebstofftransport im Hörnum-Tief durch advektive Transportvorgänge bestimmt wird, wobei entweder mit der Flut schwebstoffärmeres Nordseewasser oder mit der Ebbe schwebstoffreicherer Wasser aus den inneren Abschnitten des Tidebeckens an den Meßpunkt gelangt. Bei westlichen Starkwinden und besonders wenn es zu Stauwassersituationen kommt, gewinnen zunehmend andere Kräfte, im besonderen Maße der Seegang, Einfluß auf den Sedimenttransport. Die Ganglinien von Abb. 8 verdeutlichen die ganze Komplexität der dann ablaufenden Vorgänge. Die Kurven sind leider aber auch Sinnbild dafür, daß eine Entschlüsselung der Zusammenhänge mit den zur Verfügung stehenden Daten und analytischen Hilfsmitteln bislang nur ansatzweise möglich war.

### 3.2 Längs- und Querschnittsmessungen

Die Lage der Meßprofile sowie der einzelnen Meßpunkte ist schematisch in Abb. 1 wiedergegeben. Die tatsächliche Position der Meßpunkte kann davon allerdings um einige Zehnermeter bis maximal 100 m abweichen. Diese räumliche Unschärfe bei der Positionierung der Schiffe und damit bei der Lage der Profilmessungen ist ganz bewußt zu Gunsten einer möglichst kurzen Zeitspanne zwischen den einzelnen Messungen in Kauf genommen worden, weil davon ausgegangen wurde, daß bei der Erstellung eines Gewässerschnitts durch das Hörnum-Tief zeitlichen Abweichungen eine sehr viel größere Bedeutung zukommt, als solchen räumlichen Diskrepanzen von der Sollposition, die selten größer als einige Zehnermeter sind. Die Vorgehensweise der „ungefähren Positionierung“ ist somit auch der Grund dafür, daß die schematischen Bodenprofile der Schnitte, die auf der Basis der an den Orten der jeweiligen Trübungsmessung ermittelten Wassertiefen erstellt wurden, von Abb. zu Abb. etwas unterschiedlich ausfallen.

Das Wertespektrum der bei den Untersuchungen gemessenen Schwebstoffkonzentrationen reicht von wenigen Milligramm pro Liter bis zu etwa 100 mg/l. Insgesamt war die Frühjahrsmeßkampagne durch höhere Gehalte an suspendierten Sedimenten geprägt als die im Oktober durchgeführte. Dies gilt ganz besonders für den Querschnitt Hörnum-Amrum. Hier wurden im Herbst Konzentrationen im Bereich von etwa 3 bis 25 mg/l mit einem Schwerpunkt bei ungefähr 7–8 mg/l gemessen. Im Vergleich dazu betragen die Feststoffgehalte im März über weite Abschnitte des Querschnitts rund 30 mg/l, mit Minimalwerten von 10 mg/l und höchsten Konzentrationen von über 100 mg/l.

Im Bereich des Längsschnitts wurden während der Frühjahrsmessungen geringfügig niedrigere Gehalte als auf dem Querschnitt gemessen. Die niedrigsten Konzentrationen be-

trugen knapp 10 mg/l und vereinzelt wurden Höchstwerte von etwa 80 mg/l erreicht. Die Gehalte sind damit deutlich höher als zur Zeit der Herbstkampagne. Für diesen Zeitabschnitt waren Konzentrationen von kaum mehr als 10 mg/l bestimmend. Eine Ausnahme bildete lediglich eine Situation am 22. 10. 1996, als um Tideniedrigwasser herum der innere Teil des Hörnum-Tiefs von stark mit Schwebstoffen beladenem Wasser eingenommen wurde (über 100 mg/l).

Zusammenfassend betrachtet, entsprechen die niedrigsten der im Verlauf der Untersuchungen gemessenen Schwebstoffkonzentrationen den Gehalten, wie sie in der offenen Nordsee vorkommen (EISMA u. KALF, 1987). Die höheren Konzentrationen liegen in der Größenordnung, wie sie von RICKLEFS u. AUSTEN (1994) im Hörnum-Tief oder von PAFENHÖFER (1978), NOMMENSEN (1982) oder AUSTEN (1996) in anderen Bereichen des Nordfriesischen Wattenmeers gemessen worden sind.

Die vertikale Verteilung der Schwebstoffe unterliegt vielerlei situationsbedingten Schwankungen. Fast alle Messungen haben aber gezeigt, daß die tiefen Bereiche der Wattstromrinne eher durch geringere Konzentrationen und eine bessere Durchmischung gekennzeichnet sind. In den Abschnitten mit geringeren Wassertiefen kommen dagegen häufiger höhere Konzentrationen vor, und vertikale Gradienten sind stärker ausgebildet.

Die räumlichen und bezogen auf den Verlauf der Tide zeitlichen Verteilungen der Schwebstoffe zeigen einige oft wiederkehrende Eigenarten. Dazu gehört beispielsweise die unter durchschnittlichen Wetterbedingungen gut erkennbare Zerteilung des Querschnittes Amrum-Hörnum in einen westlichen, tieferen Teil mit geringeren Schwebstoffgehalten und einen östlichen Abschnitt mit geringeren Wassertiefen, der durch höhere Schwebstoffgehalte gekennzeichnet ist (Abb. 10).

Im Verlauf der Tide bleibt dieses Muster häufig erhalten, das gesamte Konzentrationsniveau erfährt aber Veränderungen in der Form, daß wenig vor und wenig nach Tideniedrigwasser die höchsten Gehalte an suspendierten Sedimenten vorkommen. Im Gegensatz dazu sind bei Tidehochwasser die Konzentrationen am geringsten. Die Entwicklungen der Schwebstoffgehalte zwischen beiden Extremen sind durch mehr oder minder graduelle Zubzw. Abnahmen der Konzentrationswerte geprägt, wobei kurzfristige Aufwirbelungen zu Zeiten stärkster Tideströmungen oder Sedimentationsprozesse am Kenterpunkt bei Ebbe zu geringen Variationen des generellen Verteilungsmusters führen. In diesem Muster spiegeln sich die schon weiter oben im Text erörterte großräumige Verteilung der suspendierten Sedimente mit geringen Konzentrationen in den seewärtigeren Bereichen und höheren Gehalten im inneren Teil der Wattenbucht wider. Tidebedingte, advektive Transportprozesse führen dann dazu, daß entweder klares Nordseewasser oder schwebstoffbeladenes Wattenmeerwasser durch den Querschnitt strömt.

Wie sich eine solche Situation im Längsschnitt darstellt, zeigt Abb. 11. Diese Messungen wurden bei schon wieder ruhigen Wetterbedingungen im Anschluß an eine Starkwindphase durchgeführt (Abb. 12).

Die ersten beiden Schnitte lassen erkennen, daß durch den Einfluß des Windes schwebstoffarmes Wasser weit in das Hörnum-Tief vorgedrungen ist. Im Verlauf der Ebbe erreichte dann über die Zuflüsse aus dem inneren Hörnum-Tief sowie über Westerley und Eidumtief (zweites Schwebstoffmaximum von Abb. 11D) stark mit Schwebstoffen beladenes Wasser die Rinne. Quelle dieser Sedimente waren die höheren Wattflächen, wo das Material in der vorangegangenen, windreichen Nacht erodiert worden ist. In der Rinne angekommen verblieben die Feststoffe allerdings nicht lange in Suspension, sondern sanken zum Teil dort bereits wieder zu Boden. Die am darauffolgenden Tag gemessenen Konzentrationen wiesen daher kaum höhere Gehalte als 30 mg/l auf.

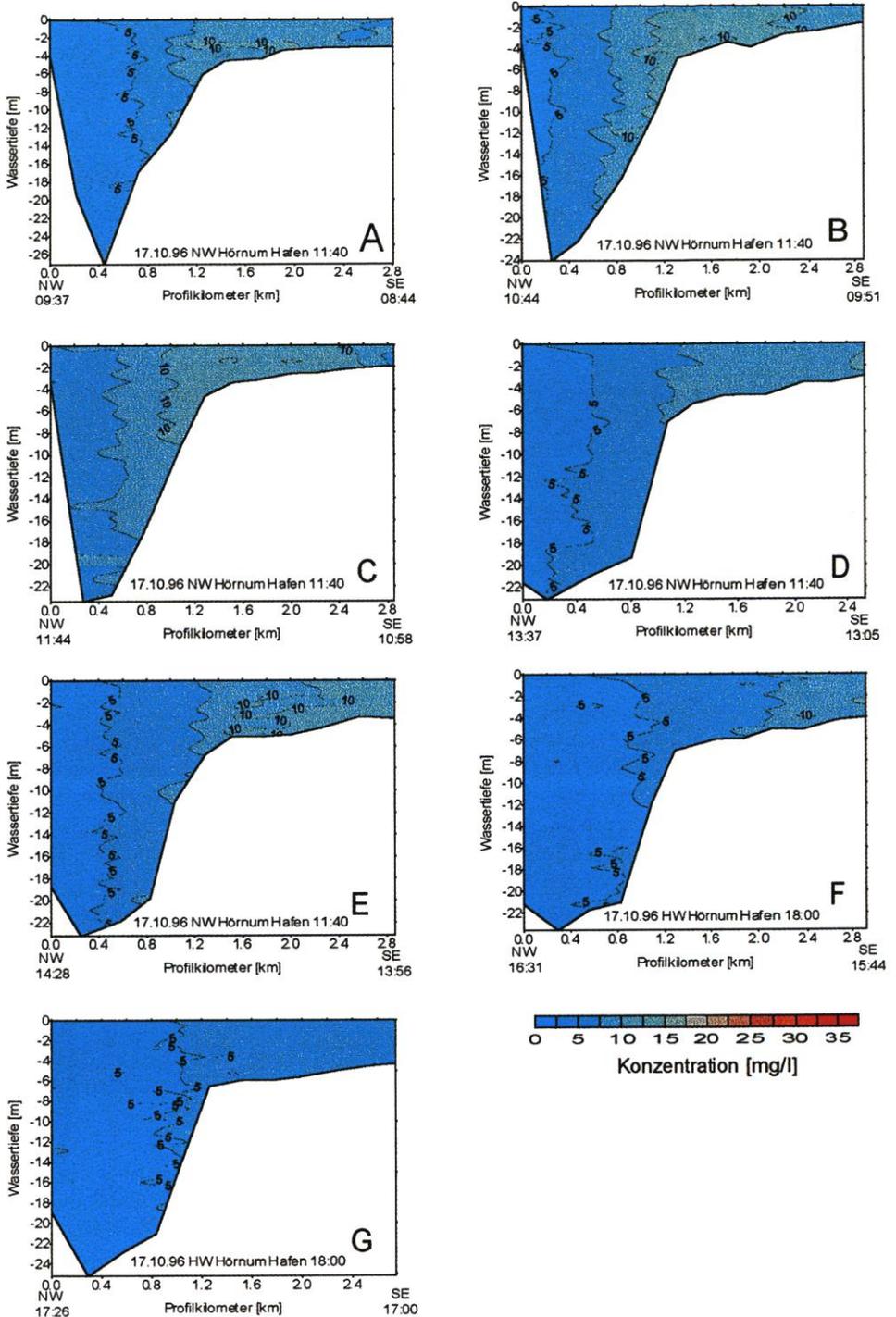


Abb. 10: Schwebstoffverteilung Profil Hörnum-Amrum, 17. 10. 1996, Schnitte etwa 2,5 h vor Tnw bis 1 h nach Thw, Zeiten in MESZ

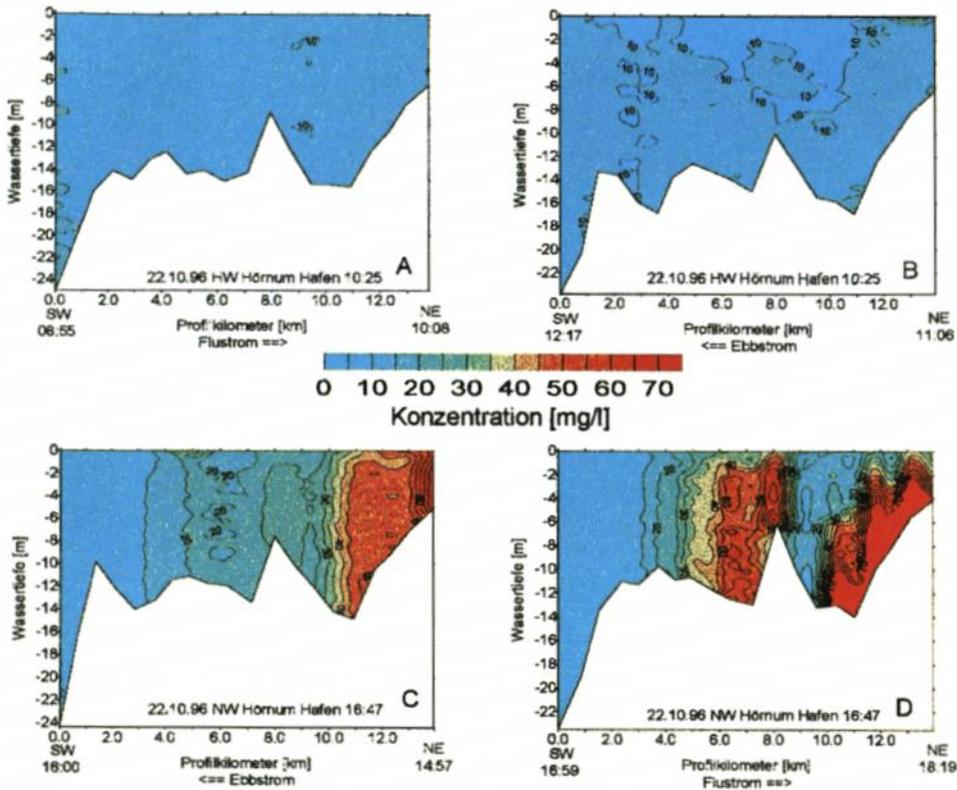


Abb. 11: Schwebstoffverteilung Längsschnitt durch das Hörnum-Tief, 22. 10. 1996, erster Schnitt etwa 1 h vor Thw, letzter Schnitt etwa 30 min nach Tnw, Zeiten in MESZ

Verteilungsmuster der beschriebenen Form treten immer dann auf, wenn die Transporte der feinkörnigen Sedimente im wesentlichen von den Tideströmungen abhängen. Werden diese Transportprozesse zusätzlich von Einflüssen stärkeren Seegangs überlagert, kann es zu einer gravierenden Umgestaltung der Verteilungsmuster kommen. Ein sehr anschauliches Beispiel für eine derartige Situation zeigt die Abb. 13. Dargestellt ist eine Serie von sieben Schnitten, wobei der erste die Verhältnisse knapp drei Stunden nach Tidehochwasser wiedergibt und der letzte Schnitt die Schwebstoffverteilung rund drei Stunden nach dem rechnerischen Tideniedrigwasser am Pegel Hörnum aufzeigt. Weitere Messungen konnten an diesem 27. 3. 1996 nicht durchgeführt werden, da am späten Nachmittag zu starker Seegang herrschte.

Im Vergleich zur Serie vom 18. 10. 1996 (Abb. 10) fällt auf, daß nicht nur auf dem Flach vor Amrum relativ hohe Konzentrationen vorkommen, sondern ganz besonders auch auf der Westseite der Rinne, am steilen Hang zur Hörnum-Odde und zu den Theeknopssänden. Die ausgeprägten Schwebstoffwolken am Süden der Sylts treten allerdings nur bei Wasserständen auf, die ab etwa halber Tide erreicht werden (Schnitt A, B, F und G in Abb. 13). Erst dann sind die Wassertiefenverhältnisse auf den Sänden derart, daß es bei ausreichend starken westlichen Winden durch intensive Brandung zur Mobilisierung von Sedimenten kommt. Wie die Meßergebnisse belegen, wird das so in Bewegung gebrachte Material durch Brandungs-, Trift- und Tideströmungen zusätzlich einige hundert Meter weit in den Querschnitt der Ge-

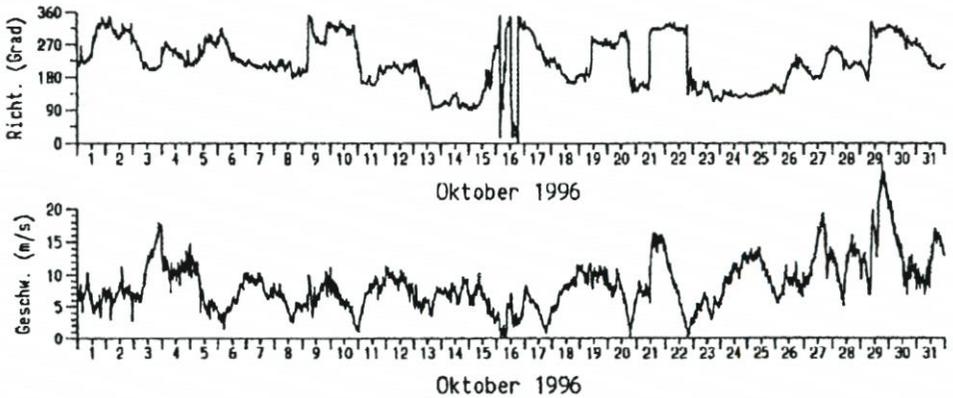


Abb. 12: Windrichtung und Windstärke für den Oktober 1996 an der Station Westerland

zeitenrinne eingetragen. Die sich in diesem Zusammenhang und im Hinblick auf die morphologische Stabilität der Hörnum-Odde aufdrängende Frage, ob diese Sedimente von den Tideströmungen in der Rinne weitertransportiert werden, ist auf der Basis der vorhandenen Ergebnisse leider nicht zu klären. Auch die Auswertung der Längsschnittmessungen gibt hierüber keinen Aufschluß, da die auf der Westseite der Rinne beobachteten Schwebstoffwolken nur in ganz wenigen Ausnahmefällen am seewärtigsten Rand der Längsschnitte in Erscheinung traten. Denkbar ist jedoch, daß das Material, ausgehend vom Westhang der Rinne, einem Transportband folgt, das durch den eher in der Rinnenmitte verlaufenden Längsschnitt nicht berührt wird.

Das Verteilungsmuster entlang der Längsschnitte zeigte sich, zumindest bei den während der Meßkampagnen erfaßten Starkwindereignissen, relativ unbeeinflusst von Seegangseinflüssen. Erhöhte Konzentrationen waren, solange noch gemessen werden konnte, nicht feststellbar. Im Fall des 21. 10. 1996, als seegangbedingt nur noch auf dem Längsprofil gearbeitet werden konnte, traten gleichförmig über den gesamten Schnitt sogar nur außergewöhnlich geringe Konzentrationen auf. Der sonst vorzufindende laterale Gradient der Schwebstoffverteilung war nicht vorhanden. Er bildet sich erst wieder aus, wenn, wie bereits beschrieben, bei nachlassendem Windeinfluß das schwebstoffreiche Wattenwasser in die Rinne drängt (Abb. 11). Dieses Ergebnis deckt sich gut mit Erfahrungen aus dem Nordsylter Wattenmeer (AUSTEN, 1996).

Der Einfluß des Seegangs wirkt sich aber nicht nur auf das räumliche Verteilungsmuster der suspendierten Sedimente aus, sondern führt auch zu einer gravierenden Überprägung der zeitabhängigen Schwebstoffführung, die, wie sie bereits beschrieben, durch den Wechsel der Tideströmungen und die großräumige Schwebstoffverteilung bestimmt wird. Ein anschauliches Beispiel dafür liefert wiederum die Abb. 13. Sie zeigt, daß im Bereich des Meßquerschnitts die höchsten Konzentrationen nicht mehr wie bei durchschnittlichen Wetterlagen in der zeitlichen Nähe zum Tideniedrigwasser vorkommen. Sie treten vielmehr dann auf, wenn bei entsprechendem Wind und Wasserstand die Brandung auf den Theeknopssänden zur Aufwirbelung und zum Transport von Sedimenten führt. Eine genauere zeitliche Zuordnung zum generellen Verlauf der Tide soll hier allerdings unterbleiben. Ihre Gültigkeit wäre lediglich auf den jeweils untersuchten Einzelfall beschränkt, da durch das Wechselspiel verschiedenster Einflußgrößen, wie Windrichtung, Windstärke, Windwirkdauer, Windstauverhältnisse, Tidephase, lunarer Tidezyklus, örtliche Exposition, differierende Materialzusammen-

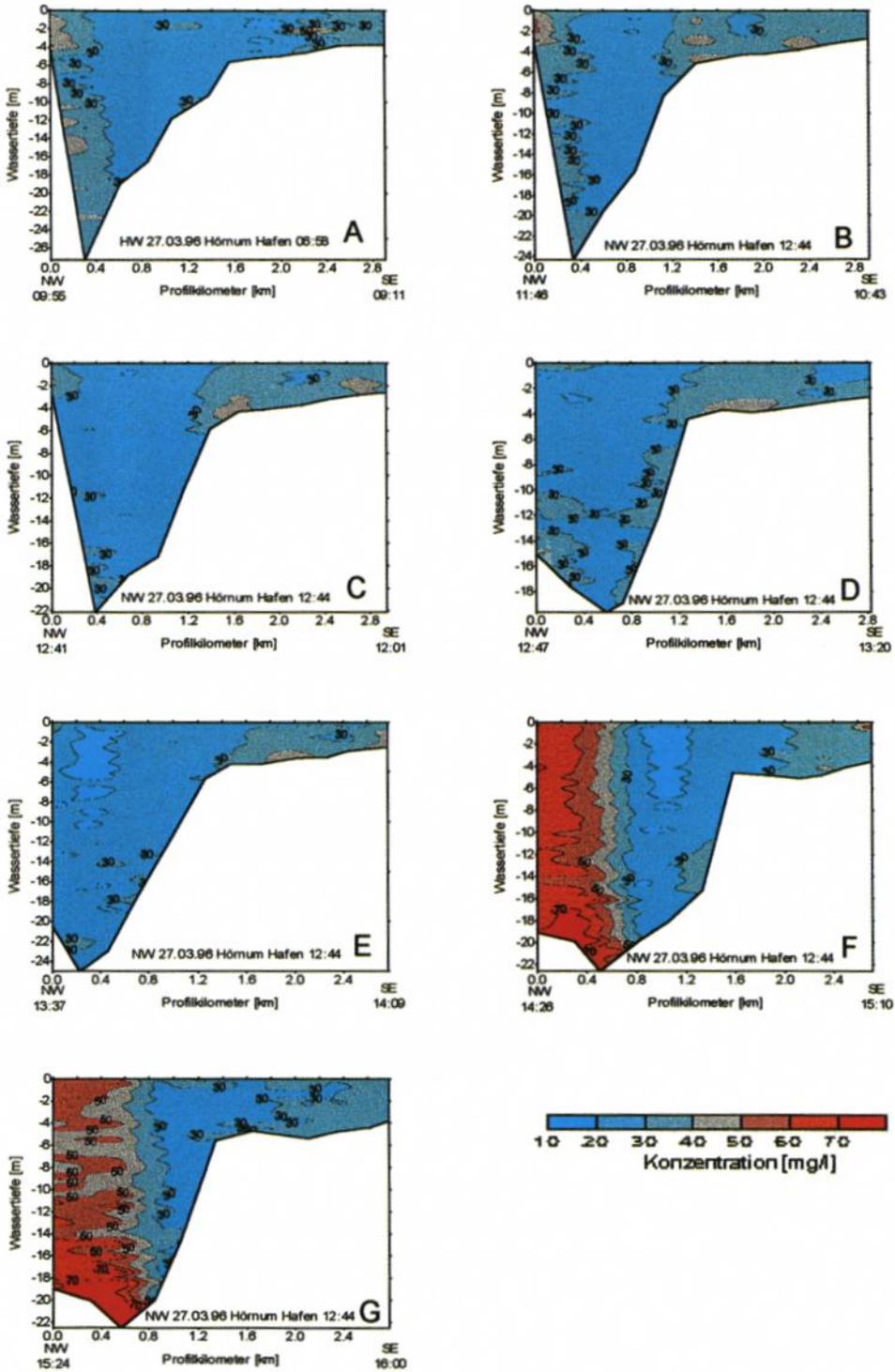


Abb. 13: Schwebstoffverteilung Profil Hörnum-Amrum, 27. 3. 1996, Schnitte von etwa 3 h vor Tnw bis 3 h nach Tnw, Zeiten in MESZ

setzung usw. ein derart komplexes Wirkgefüge entsteht, das derzeit sowohl qualitativ als auch quantitativ nur unzureichend zu beschreiben ist.

Neben den zeitlich, raum-zeitlich und seegangsbedingten Variationen der Schwebstoffführung des Gewässers kommen auch solche Effekte vor, die an bestimmte Lokalitäten gebunden zu sein scheinen. Dazu gehört z. B. das fast immer im Mittelabschnitt des Längsschnitts zu beobachtende Schwebstoffmaximum (z. B. in Abb. 11). Dieser Bereich der Wattstromrinne, wo der innere Abschnitt des Hörnum-Tiefs, die gemeinsame Rinne von Wester- und Osterley und das Eidumtief zusammentreffen, zeichnet sich durch vergleichsweise geringe Wassertiefen und feinkörnigere Rinnensedimente aus (AHRENDT, 1992). Die Tatsache, daß hier bei allen Messungen eine Anreicherung von suspendierten Sedimenten festgestellt wurde, scheint darauf hinzuweisen, daß durch die sich aufspaltenden oder auch zusammenfließenden Strömungen der Turbulenzgrad im Wasser hoch sein muß. Diese Vermutung deckt sich zudem gut mit Erfahrungen, die während der Schiffsmessungen gesammelt wurden. So waren in diesem Abschnitt ausgeprägte Schwebstoffwolken, Übergangszonen zwischen verschiedenen Wasserkörpern (Fronten bzw. Stromkanten) und Bereiche mit „Kabelwasser“ zu beobachten. Erhöhte Turbulenz, sich überlagernde Transportbahnen der Nebenrinnen sowie die Verbreitung vergleichsweise feinkörniger Sedimente scheinen somit für die Ausbildung dieser relativ ortsfesten Trübungszone verantwortlich zu sein.

Erhöhte Turbulenz ist vermutlich auch der Grund für ein weiteres, häufig auf dem Flach vor der Insel Amrum anzutreffendes Schwebstoffmaximum. Es nimmt in wechselnder Ausbildung mal den gesamten Flachwasserabschnitt ein, häufig konzentriert es sich jedoch auf den Übergangsbereich von der tiefen Rinne zum flachen Wasser (Abb. 10, 13). Welche Kräfte hier für die Anreicherung von Schwebstoffen verantwortlich sind, konnte auf der Basis der vorhandenen Daten nicht geklärt werden. Denkbar sind einerseits seegangsbedingte, turbulente Aufwirbelungsvorgänge, deren Intensität besonders am Übergang vom tiefen zum flachen Wasser vergleichsweise hoch sein sollte. Andererseits tritt dieses Phänomen auch bei ruhigen Bedingungen auf und zeigt eine gewisse tideabhängige Variabilität in der Form der Ausbildung. Von Bedeutung ist in diesem Zusammenhang, daß der Randbereich der Rinne eine Übergangszone zu ausgedehnten Flachwassergebieten bildet, Abschnitten also, die im Wattenmeer oft durch höhere Schwebstoffgehalte gekennzeichnet sind. So könnte es im Grenzbereich zwischen den Wassermassen der Rinne und des Flachs zu advektiven, tidegesteuerten Bewegungen kommen, wie sie beispielsweise im Bereich einer Front oder Stromkante auftreten. Die Ergebnisse der Strömungsmessungen, wie sie bei ROSS (1998) vorgestellt werden, lassen allerdings keine ausgeprägten Unterschiede am Rande der Amrumer Schulter erkennen. Die Entwicklung vom tieferen zum flacheren Wasser hin ist vielmehr sowohl bei Ebbe als auch bei Flut durch eine graduell gleichförmige Abnahme der Strömungsgeschwindigkeiten geprägt.

### 3.3 Schlußfolgerungen

Zusammenfassend betrachtet, haben die Ergebnisse gezeigt, daß das großräumige Schwebstoffverteilungsmuster im Hörnum-Tief in der für Wattgebiete typischen Weise aufgebaut ist. Die niedrigsten Konzentrationen kommen in den seewärtigeren Bereichen vor, während die inneren Abschnitte durch höhere Feststoffgehalte gekennzeichnet sind. Dieses Verteilungsmuster ist das Ergebnis tidebedingter Anreicherungsprozesse, wie sie zusammenfassend von DRONKERS (1984) beschrieben werden.

Darüber hinaus hängen räumliche Verteilung und Gehalt an suspendierten Sedimenten von zahlreichen, sich überlagernden, teils periodischen und teils zufälligen Prozessen ab.

Eine Charakterisierung kurzperiodischer Vorgänge, wie sie beispielsweise durch Seegang (einzelne Welle oder Wellengruppe) hervorgerufen werden, oder von Effekten, die zufällig eingetreten sind, ist aufgrund der komplexen Wirkgefüge generell äußerst schwierig, bzw. auf der Basis der vorhandenen Meßergebnisse nicht möglich. Die erarbeiteten Resultate geben aber durchaus Aufschluß über einige längerperiodische Abläufe bzw. über einige wiederkehrende Eigenarten der Schwebstoffverteilung, die an örtliche Besonderheiten geknüpft sind.

Der wohl wichtigste längerperiodische Prozeß, der das Verteilungsmuster der Schwebstoffe prägt, ist der Transport durch die Tideströmungen. Mit Hilfe der verschiedenen Analyseverfahren (z. B. Zeitreihenanalysen) konnte eine advective Transportkomponente herausgearbeitet werden, deren Periode vergleichbar mit der einer Tide ist. Ihr Anteil am Feststoffgehalt ist auf die großräumige Verfrachtung von Wassermassen zurückzuführen, die in unterschiedlichem Maße mit Feststoffen beladen sind. Die advective Transportkomponente wird überlagert von ebenfalls tidebedingten, allerdings kürzerperiodischen Sedimentations- und Resuspensionsvorgängen, welche in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit zu lokalen Änderungen der Schwebstoffkonzentration beitragen. Beide Vorgänge konnten durch die Messungen als charakteristische Eigenschaften des Transports feinkörniger Sedimente erfaßt und beschrieben werden.

Zu den wiederkehrenden, jedoch nur mittelbar tidebedingten Eigenarten des Schwebstofftransports ist ebenfalls die Mobilisierung von Sedimenten durch Brandung auf den Theeknopssänden zu rechnen. Durch diesen Vorgang, der von Seegang und Wasserstand abhängig ist, werden sowohl feinkörnige Schwebstoffe als auch gröberkörnige Sande (AHRENDT, 1992) in das Hörnum-Tief verfrachtet.

Lokale Eigenarten sind es auch, die dort, wo der innere Abschnitt des Hörnum-Tiefs, die gemeinsame Rinne von Wester- und Osterley und das Eidumtief zusammentreffen sowie am Rande der Amrumer Schulter immer wieder zu Anreicherungen von suspendierten Sedimenten führen. Die übergreifende Interpretation der Meßergebnisse hat gezeigt, daß diese beiden Trübungsmaxima sowie die zuvor beschriebene seegangsbedingte Mobilisierung von Sedimenten als kennzeichnende Eigenarten der Schwebstoffverteilung zu beschreiben sind.

Die meist geringe Schwebstofffracht, die darüber hinaus nur nachrangig von der jeweiligen Strömungsgeschwindigkeit am Meßort abhängig ist, sowie die bei AHRENDT (1992) beschriebene weiträumige Verbreitung von gröberkörnigen Sanden, die in weiten Abschnitten des Hörnum-Tiefs größere Sohltransportkörper aufbauen, weist darauf hin, daß zwischen anstehenden Rinnensedimenten und Suspensionsfracht ein nur geringer Austausch stattfindet.

#### 4. Danksagung

Abschließend möchte ich allen Kollegen im Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum und im Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie sowie den Besatzungen der Schiffe „Südfall“, „Oland“ und „Habel“ für die engagierte Zusammenarbeit danken.

#### 5. Schriftenverzeichnis

- AHRENDT, K.: Entwicklung und Sedimenthabitus des Hörnum- und Vortrapptiefs. *Meyniana*, 44: 53–65, 1992.
- AUSTEN, G.: Qualitative und quantitative Untersuchungen an Schwebstoffen im Sylt-Réme Wattenmeer. *Berichte, Forsch.- u. Technologiezentrum Westküste d. Univ. Kiel*, 11: 1–160, 1996.

- AUSTEN, G., FANGER, H.-U., KAPPENBERG, J., MÜLLER, A., PEJRUP, M., RICKLEFS, K., ROSS, J. u. WITTE, G.: Schwebstofftransport im Sylt-Rømø-Tidebecken: Messungen und Modellierungen. – In: GÄTJE, Ch. & REISE, K. [Hrsg]: Ökosystem Wattenmeer. Austausch-, Transport-, und Stoffumwandlungsprozesse (Springer, Berlin), 185–214, 1998.
- DRONKERS, J.: Import of fine marine sediments in tidal basins. Neth. Inst. Sea Res. Publ. Series, 10: 83–105, 1984.
- EISMA, D. u. KALF, J.: Distribution, organic content and particle size of suspended matter in the North Sea. Neth. J. Sea Res., 21: 265–285, 1987.
- VAN DE KREEKE, J., DAY, C. M. and MULDER, H. P. J.: Tidal variations in suspended sediment concentration in the Ems estuary: origin and resulting sediment flux. J. Sea Res., 38: 1–16, 1997.
- NOMMENSEN, B.: Die Sedimente des südlichen nordfriesischen Wattenmeeres (Deutsche Bucht). Diss. Univ. Kiel: 268 S., 1982.
- OHM, K.: Optische Messungen zur Bestimmung von Schwebstofftransporten. Die Küste, H. 42: 227–236, 1985.
- PAFFENHÖFER, G.-A.: Concentration of particulate matter in the North Frisian Wadden Sea. Helgoländer wiss. Meeresunters, 31: 367–379, 1978.
- PEJRUP, M.: Suspended sediment transport across a tidal flat. Marine Geology, 82: 187–198, 1988.
- POSTMA, H.: Sediment transport and sedimentation. In: OLAUSSON, E. u. CATO, I. [Hrsg.]: Chemistry and biochemistry of estuaries: 153–183, 1980.
- RICKLEFS, K.: Near bottom measurements of waves, currents and turbidity in a muddy tidal flat environment. Forschungszentrum Terramare Berichte, 2: 94–96, 1997.
- RICKLEFS, K. u. AUSTEN, G.: Ergebnisse von Schwebstoff- und Strömungsmessungen in den Rückseitenwatten der Insel Sylt (Nordsee/Deutsche Bucht). Meyniana, 46: 91–106, 1994.
- ROSS, J.: Die Strömungsverhältnisse zwischen Sylt und Amrum. Die Küste, *dieses Heft*: 117–139, 1998.
- SWAN, A. R. H. u. SANDILANDS, M.: Introduction to geological data analysis. Blackwell (London), 446 S., 1995.

# Simulation von Sedimentation und Erosion in Lahnungsfeldern

Von ANDREAS MATHEJA, HORST SCHWARZE u. CLAUS ZIMMERMANN

## Zusammenfassung

In dem vom BMBF geförderten KFKI-Projekt MTK 0564 „Optimierung von Küstenschutzmaßnahmen im Küstenvorfeld der Nordseeküste“ wurden im Teilprojekt „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ in Ergänzung zu theoretischen Untersuchungen und physikalischen Modellversuchen numerische Simulationen zur Sedimentation und Erosion in Lahnungsfeldern durchgeführt.

Hierzu wurden mit Hilfe des Programmsystems MIKE21<sup>®</sup> des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE zunächst ein Seegangmodell, ein hydrodynamisches Modell und ein Sedimenttransportmodell für das eigens innerhalb des Forschungsvorhabens eingerichtete Testgebiet „Ockholm“ aufgebaut. Ein Vergleich mit Messungen in der Natur erlaubte eine Aussage über die Qualität der numerischen Ansätze.

Aufbauend auf den so gewonnenen Erkenntnissen wurden in einer Parameterstudie Detailuntersuchungen zu Sedimentations- und Erosionsvorgängen durchgeführt und auf vergleichende Aussagen bei unterschiedlichen Lahnungsgeometrien, baulichen Ausführungen und hydrodynamischen Randbedingungen analysiert.

Das prinzipielle Systemverhalten konnte abgeleitet werden. Mit den Ergebnissen stehen dem Praktiker Anhaltspunkte für die Auswahl einer den örtlichen Verhältnissen angepassten Ausführungsvariante zur Verfügung. Mit Hilfe der angewandten numerischen Simulationsmodelle können auch innerhalb kurzer Zeit optimierte Ausführungsvarianten konzipiert werden, die auf die örtlichen Bathymetrieverhältnisse, den einlaufenden Seegang und die sedimentologischen Randbedingungen zugeschnitten sind.

## Summary

*In the KFKI-project MTK 0564 "Optimization of coastal protection measures in forelands of the german north sea coast" (partial project "Investigation of waves in sedimentation fields enclosed by brushwood fences"), supported by the German Ministry for Education and Research, in addition to theoretical studies and physical models, numerical model tests for sedimentation and erosion processes in sedimentation fields were carried out.*

*A wave model, a hydrodynamic model and a sediment transport model for the test area "Ockholm", which was especially established for this research project, were built using the simulation package MIKE21<sup>®</sup> (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE). Comparing results with field measurements led to a numerical parameter study on sedimentation and erosion processes in the sedimentation fields. The influence of system geometry, different construction of brushwood fences and hydrodynamic scenarios were analyzed.*

*The principal system behaviour could be shown. The results are a good basis for practical selection of construction variants considering local conditions. With the applied numerical simulation models it is possible to find optimized system variants, adapted to local bathymetry, incoming waves and sediment conditions.*

## Inhalt

1. Aufgabe und Wirkungsweise von Lahnungen .....	162
2. Grundlagen der numerischen Simulation .....	164
2.1 Allgemeines .....	164

2.2 Hydrodynamisches Modell .....	164
2.3 Seegangmodell .....	165
2.4 Sedimenttransportmodell .....	166
3. Untersuchungen im Testgebiet „Ockholm“ .....	167
3.1 Allgemeines .....	167
3.2 Systemparameter und Randbedingungen .....	167
3.3 Verifikation und Kalibrierung .....	170
3.4 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen bei mittleren Tideverhältnissen .....	171
3.5 Seegangsverhältnisse .....	174
3.6 Sedimentations- und Erosionsprozesse .....	175
4. Parameterstudie zum Einfluß von Öffnungsbreite, Begrüppung, Anwurf und zusätzlichen Lahnungsfeldern .....	177
4.1 Allgemeines .....	177
4.2 Systemparameter und Randbedingungen .....	178
4.3 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen bei mittleren Tideverhältnissen .....	180
4.3.1 Einfluß der Öffnungsweite .....	180
4.3.2 Einfluß der Begrüppung .....	181
4.3.3 Einfluß des Anwurfs .....	183
4.3.4 Einfluß der Feldanzahl (Einfachgeometrie – Doppelgeometrie) .....	183
4.4 Seegangsverhältnisse .....	183
4.5 Sedimentations- und Erosionsprozesse .....	184
4.5.1 Einfluß der Öffnungsweite .....	184
4.5.2 Einfluß von Begrüppung und Anwurf .....	184
4.5.3 Einfluß der Feldanzahl (Einfachgeometrie – Doppelgeometrie) .....	184
4.5.4 Bilanzierung der Sedimentmengen .....	186
5. Diskussion und Wertung der Ergebnisse .....	187
6. Schriftenverzeichnis .....	189

## 1. Aufgabe und Wirkungsweise von Lahnungen

Mit der Tideströmung, die von seegangserzeugten Strömungen überlagert wird, werden Sedimente (Sinkstoffe) in das Küstenvorfeld transportiert und abgelagert, sobald die Turbulenz der Strömung reduziert und ihr Transportvermögen kleiner wird. Dieser Vorgang erfolgt auf natürlichem Wege auf ausgedehnten Wattflächen, in Buchten, Hafenbecken oder an den geschützten Leeseiten von Inseln, Halligen und Dämmen.

Mit Hilfe planmäßiger Eingriffe in die Strömungsabläufe kann die Ablagerung von Sedimenten künstlich gefördert werden. So wurde entlang der Nordseeküste durch schachbrettartig neben- und voreinandergereihte Felder ein Netz von beruhigten Wasserbereichen geschaffen. Die noch turbulente welleninduzierte Wasserbewegung und Strömung wird durch diese sogenannten Lahnungsfelder und zaunartigen Bauwerke (Buschlahnungen) weitgehend reduziert und damit die natürliche Ablagerung der feinen Sinkstoffe aus dem Meerwasser beschleunigt (Abb. 1).

In der parallel zum Deich verlaufenden Lahnung (auch als Querlahnung bezeichnet) befindet sich eine Öffnung, so daß bei steigendem Tidewasserstand die Sedimentationsfelder überflutet und bei fallenden Wasserständen wieder entwässert werden. In der Stillwasserzeit um die Kenterung der Tide nach Hochwasser lagert sich der Großteil der Schweb- und Sinkstoffe am Boden ab. Aufgabe der senkrecht zum Deich verlaufenden Hauptlahnungen (auch als Längslahnungen bezeichnet) ist es, parallel zur Küste verlaufende Längsströmungen zu unterbinden, während die Querlahnungen vorwiegend für eine Strömungs- und Seegangsberuhigung in den Lahnungsfeldern sorgen.

Lahnungen werden in der Regel als Buschlahnungen ausgeführt, die aus zwei in den Wattboden gerammten Holzpfahlreihen mit versetzt angeordneten Pfählen bestehen. In den

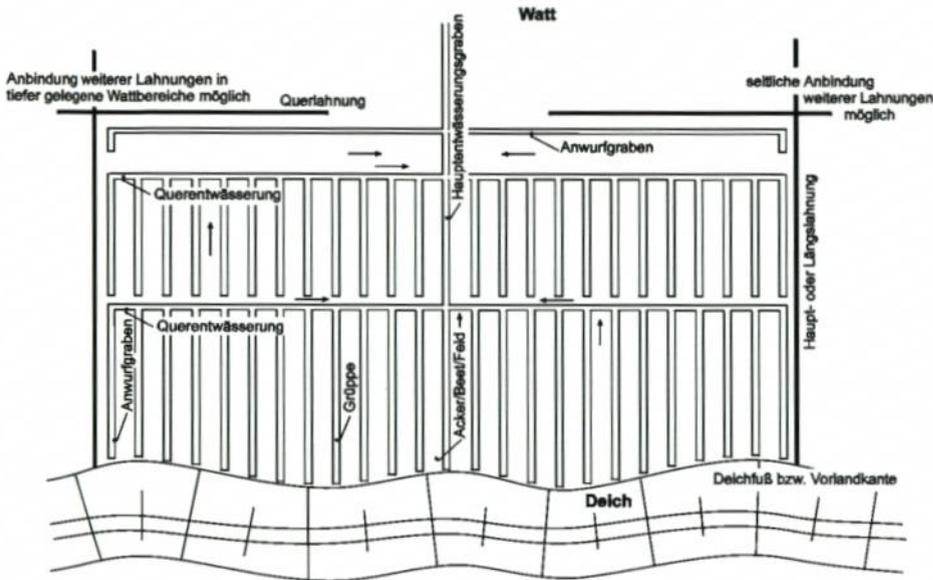


Abb. 1: Aufbau eines Lahnungsfeldes mit Entwässerungssystem (LIEBERMAN et al., 1998)

Zwischenraum der Pfahlreihen werden Faschinen eingebracht und mit einem verzinkten Draht kreuzweise zwischen den Pfählen verschnürt, und seitlich mit Boden angeworfen (Anwurf). An der Nordsee liegt die Oberkante der Lahnungen auf Höhe des MThw oder MThw + 30 cm. In Abhängigkeit von der Wathöhe, und nach Möglichkeit nicht tiefer als MThw - 0,70 m bis MThw - 0,80 m, werden Lahnungsfelder vor dem Deich als Beruhigungszone angeordnet, bevor mit fortschreitender Verlandung weitere Sedimentationsfelder in Richtung See angelegt werden (LIEBERMAN et al., 1998).

Hat das Vorland eine Höhe von etwa MThw - 0,50 m bis MThw - 0,30 m erreicht, wird zur Entwässerung ein künstliches Grabensystem aus Hauptentwässerungsgraben, Querentwässerungsgräben und „Gruppen“ in das Lahnungsfeld gezogen. Um den Abfluß in den Gruppen zu gewährleisten, wird der Boden ausgehoben und auf die Mitte des Ackers platziert. Der Aushub kann während der Tiden überflutet werden, wird jedoch bei Normaltiden nicht abgetragen, so daß eine beschleunigte Aufhöhung der Vorlandbereiche eintritt.

Aufgabe des Teilprojektes „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ des FRANZIUS-INSTITUTS innerhalb des Forschungsvorhabens des KFKI „Optimierung von Küstenschutzarbeiten im Küstenvorfeld der Nordseeküste“ (gefördert durch den BUNDESMINISTER FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE, BMBF) war die Darstellung des Wissensstandes über „Lahnungen/Lahnungsfelder“ und „hydrologisch-morphologische Wechselwirkungen an kohäsiven Wattböden“. Zur Modellierung und Simulation der Vorgänge in Lahnungsfeldern waren die unter bestimmten Randbedingungen auftretenden Strömungs- und Seegangsbedingungen zu erfassen und die hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen zu beurteilen. Hierzu wurden Detailuntersuchungen zum Verständnis der hydrodynamischen Wechselwirkungen am Lahnungsbauwerk in verschiedenen physikalischen Modellen durchgeführt. Die Ergebnisse dienten als Grundlage für die Simulation der Strömungs- und Seegangsverhältnisse bzw. der Sedimenttransportprozesse in numerischen Modellen.

## 2. Grundlagen der numerischen Simulation

### 2.1 Allgemeines

Grundlage der numerischen Berechnungen und Simulationen der Vorgänge in Lahnungsfeldern ist das Programmsystem MIKE21<sup>®</sup> des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI, 1997a, b, c). Dieses umfaßt mehrere Module zur Modellierung der Naturprozesse. Für die Berechnung von Strömungen wurde das HD-Modul (Hydrodynamic Module) verwendet. Für die Simulation welleninduzierter Strömungen kam das EMS-Modul (Elliptic-Mild-Slope Module) zum Einsatz. Der Sedimenttransport wurde mit Hilfe des MT-Moduls (Mud-Transport Module) untersucht.

### 2.2 Hydrodynamisches Modell

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) basiert auf einem zweidimensionalen Ansatz, der auch die Betrachtung instationärer Strömungsvorgänge erlaubt. Die Beschreibung der Strömungsvorgänge erfolgt mit Hilfe der Gleichungen zur Massenerhaltung (Gl. 1) und der NAVIER-STOKES-Gleichungen (Gl. 2 und Gl. 3):

$$\underbrace{\frac{\partial \zeta}{\partial t}}_{\text{Auslenkungsänderung}} + \underbrace{\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y}}_{\text{Durchflußdivergenz}} = 0 \quad (1)$$

$$\underbrace{\frac{\partial p}{\partial t}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{pq}{h} \right)}_{\text{advective Beschleunigung}} + \underbrace{gh \frac{\partial z}{\partial x}}_{\text{Meeresspiegelneigung}} + \underbrace{\frac{gp \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2}}_{\text{Bodenreibung}} \quad (2)$$

$$-\frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{xy}) \right] - \underbrace{\Omega q}_{\text{Corioliskraft}} - \underbrace{f V V_x}_{\text{Wind-schub}} + \underbrace{\frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial x}}_{\text{Luftdruckgradient}} = 0$$

$$\underbrace{\frac{\partial p}{\partial t}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{pq}{h} \right)}_{\text{advective Beschleunigung}} + \underbrace{gh \frac{\partial \zeta}{\partial y}}_{\text{Meeresspiegelneigung}} + \underbrace{\frac{gp \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2}}_{\text{Bodenreibung}} \quad (3)$$

$$-\frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial y} (h \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h \tau_{xy}) \right] - \underbrace{\Omega q}_{\text{Corioliskraft}} - \underbrace{f V V_y}_{\text{Wind-schub}} + \underbrace{\frac{h}{\rho_w} \frac{\partial p_a}{\partial y}}_{\text{Luftdruckgradient}} = 0$$

mit

$\zeta(x, y, t)$	Wasserspiegelauslenkung [m]
$t$	Zeit [s]
$p(x, y, t)$	Durchfluß in x-Richtung [ $m^3/s$ ]
$q(x, y, t)$	Durchfluß in y-Richtung [ $m^3/s$ ]
$x, y$	Raumkoordinaten [m]
$f$	Windreibungskoeffizient [-]
$g$	Erdbeschleunigung [ $m/s^2$ ]
$h(x, y, t)$	Wassertiefe [m]
$p_a(x, y, t)$	Luftdruck [ $kg/(m s^2)$ ]
$C(x, y)$	Widerstandsbeiwert nach CHEZY [ $m^{1/2}/s$ ]
$V(x, x, t)$	Windgeschwindigkeit [ $m/s$ ]
$V_x(x, x, t)$	Windgeschwindigkeit in x-Richtung [ $m/s$ ]
$V_y(x, x, t)$	Windgeschwindigkeit in y-Richtung [ $m/s$ ]
$\rho_w$	Dichte des Fluids [ $kg/m$ ]
$\tau_{xx}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung [ $kg/m s^2$ ]
$\tau_{xy}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung am y-Rand [ $kg/m s^2$ ]
$\tau_{yx}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung am x-Rand [ $kg/m s^2$ ]
$\tau_{yy}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung [ $kg/m s^2$ ]
$\Omega$	CORIOLIS-Parameter in Abhängigkeit vom Breitengrad [ $1/s$ ]

Die turbulente Dissipation wurde nach SMAGORINSKY (1963) für bereichsweise konstante Wirbelviskosität realisiert und in den Schubspannungstermen in Gl. 2 und Gl. 3 berücksichtigt. In diesen Ansatz geht der Viskositätsbeiwert  $E$  als Funktion der Fließgeschwindigkeitsgradienten ein.

Die Berücksichtigung des Windschubes erfolgt in allen Knoten des Modellgebietes. Welleninduzierte Strömungen werden durch Einarbeitung entsprechender Geschwindigkeitskomponenten in die Impulsgleichungen realisiert:

$$\begin{aligned} \text{in x-Richtung:} \quad & \frac{\partial s_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial y} \\ \text{in y-Richtung:} \quad & \frac{\partial s_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial s_{xy}}{\partial x} \end{aligned} \quad (4)$$

Bei der Simulation in Ästuarien bzw. im Küstenvorfeld werden der Berücksichtigung welleninduzierter Strömungen enge Grenzen gesetzt, da die im Tidebereich notwendige tiefenabhängige Implementierung der „*Radiation Stresses*“, bei ansonsten gleichen Randbedingungen (Wellenhöhe, Wellenlänge), innerhalb des implementierten EMS-Moduls nicht realisiert ist.

### 2.3 Seegangmodell

Das Elliptic-Mild-Slope Modell (EMS-Modul) ermöglicht es, zeitgemittelte Wellen auf gering geneigten Bathymetrien mit beliebigen Wassertiefen an einem diskreten Simulationszeitpunkt zu berechnen.

Das numerische Modell ist ein lineares Refraktions-Diffraktions Modell, das Wellenbrechen, Reibung und Reflexion berücksichtigt. Dämpfungsschichten (*Sponge Layers*) zur

Absorption von Wellenenergie (z. B. an einem offenen Rand) können eingearbeitet werden. Das Modell beinhaltet eine generelle Formulierung der „*Radiation Stresses*“. Diese treten jedoch nur bei sich kreuzenden Wellenzügen und bei starker Diffraktion merklich in Erscheinung und gewinnen in diesem Falle an Einfluß. Die Grundgleichungen zur Massen- und Impulserhaltung lauten:

$$\nabla (C_g C \nabla \zeta) = \frac{C_g}{C} \frac{\partial \zeta}{\partial t^2} \quad (5)$$

mit

- $C_g$  Gruppengeschwindigkeit [m/s]
- $C$  Wellengeschwindigkeit [m/s]
- $\zeta$  Wasserspiegelauslenkung [m]

Die verallgemeinerte Grundgleichung beinhaltet Wellenerzeugung, Wellendämpfung (Adsorption), partielle Reflektion, Sohlreibung und das Brechen von Wellen (WARREN et al., 1985; MADSEN u. LARSEN, 1987).

Die Wellengeschwindigkeit bzw. die Gruppengeschwindigkeit sind anhängig von der Wassertiefe. Durch Sohlreibung verlieren die Wellen einen Teil ihrer Energie. Bei monochromatischen Wellen bzw. RAYLEIGH-verteilten Wellen kommen unterschiedliche Ansätze zur Anwendung. Der in diesen Ansätzen enthaltene Verlustbeiwert  $fe$  wird als Funktion des NIKURADSE-Rauheitsbeiwertes  $k_n$  dargestellt (SWART, 1974). Das Modell benutzt zur Berechnung des Energieverlustes der Wellen die Gleichung nach BATTJES u. JANSSEN (1978). Die partielle Reflektion an geneigten Wellenbrechern bzw. an Wellenbrechern mit rauher Oberfläche wird nach MADSEN u. LARSEN (1987) beschrieben. Bei Unterwasserwellenbrechern oder bei permeablen Wellenbrechern muß zusätzlich zur Reflektion noch die Wellentransmission über oder durch den Wellenbrecher berücksichtigt werden (MADSEN, 1983).

Der hier benutzte Ansatz für die Berechnung der „*Radiation Stresses*“ wurde von COPELAND (1985) formuliert. Die durch Wellen induzierten „*Radiation Stresses*“ werden durch entsprechende Geschwindigkeitskomponenten in die Impulsgleichungen des hydrodynamischen Modells eingearbeitet.

## 2.4 Sedimenttransportmodell

Für die Beschreibung der advektiven bzw. dispersiven Sedimenttransportprozesse unterschiedlicher Fraktionen wird die zweidimensionale Transportgleichung gelöst:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + v_x \frac{\partial c}{\partial x} + v_y \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left( h D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left( h D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + Q_L C_L \frac{1}{h} - S \quad (6)$$

mit

- $c$  Konzentration [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]
- $v_x$  Fließgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
- $v_y$  Fließgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
- $D_x$  Dispersionskoeffizient in x-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
- $D_y$  Dispersionskoeffizient in y-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

- S Depositions- bzw. Erosionsterm [ $\text{g}/(\text{m}^3 \text{ s})$ ]  
 Q<sub>L</sub> Quellterm bezogen auf die Grundfläche [ $\text{m}^3/(\text{s m}^2)$ ]  
 C<sub>L</sub> Konzentration des durch den Quellterms eingebrachten Volumens [ $\text{g}/\text{m}^3$ ]

Die Ansätze für die fraktionsabhängige Beschreibung von Diffusions- und Dispersionsprozessen berücksichtigen molekulare und turbulente Diffusion, Dispersion (im Bereich einer Zelle) und Makrodispersion (im gesamten Modellgebiet). Sie werden durch einen Dispersionsansatz nach ELDER (1959) beschrieben. Die Simulation der Depositions- und Erosionsvorgänge erfolgt für die auftretenden Fraktionen (kohäsiv bzw. nicht kohäsiv) und in Abhängigkeit des auftretenden Strömungszustandes. Die Ansätze für nicht kohäsive Sedimente werden für Fraktionen mit einem Korndurchmesser größer 60  $\mu\text{m}$  angewendet.

Die verwendeten Ansätze zur Beschreibung der Sedimentations- und Erosionsprozesse kohäsiver und nicht kohäsiver Sedimente sind u. a. in VAN RIJN (1993) ausführlicher beschrieben.

### 3. Untersuchungen im Testgebiet „Ockholm“

#### 3.1 Allgemeines

Eingangsparameter für die verschiedenen Modelle (Morphologie, Hydrologie, Seegang und sedimentologische Parameter) wurden aus Messungen in der Natur im Testgebiet „Ockholm“ gewonnen bzw. aus physikalischen Versuchen im Wellenkanal bzw. der Strömungsrinne des FRANZIUS-INSTITUTS (Permeabilität der Lahnungsbauwerke) abgeleitet. Ein Vergleich für das Testgebiet „Ockholm“ mit in der Natur gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten und Sedimentations- und Erosionsraten in diesem Gebiet erlaubte eine erste Einschätzung über die Güte der auf numerischem Wege gewonnenen Ergebnisse.

#### 3.2 Systemparameter und Randbedingungen

Die Lahnungsfelder im Testgebiet „Ockholm“ sind in Abb. 2 dargestellt. Die Lahnungsfelder wurden hier in einer Größe von ca. 200 m  $\times$  200 m (seeseitige Felder) bzw. 200 m  $\times$  300 m (deichseitiges Feld) in zweireihiger Anordnung realisiert. Das für das hydrodynamische Modell gewählte Rechengitter hat eine Diskretisierungsweite von 2 m. Damit ergeben sich bei einer Zeitschrittlänge von 2 s COURANT-Zahlen, die unterhalb des kritischen Grenzwertes von 1 liegen.

Der seeseitige Rand des numerischen Ersatzsystems ist offen, die verbleibenden drei Ränder des Modellgebietes sind geschlossen. Über den seeseitigen Rand wird die Tide als Wasserstandsbedingung eingesteuert. Da das Programmsystem MIKE21<sup>®</sup> keine negativen Tidewasserstände verarbeitet, wurde die Tidekurve aus der mittleren Tidekurve für die Abflußjahre 1981 bis 1990 des Pegels „Schlüttsiel“ durch Festlegung eines neuen Bezugshorizontes höhenmäßig verschoben. Die ausgewählte Tidekurve beschreibt somit die mittleren Tideverhältnisse im Testgebiet „Ockholm“. Die Höhenlage 0,0 m entspricht 5,45 m über PN (NN + 0,45 m). Aus Stabilitätsgründen wurden die ersten drei Zeilen des offenen Randes mit einem Rauheitskoeffizienten von 8  $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  versehen. Die Strömungsrichtung wurde senkrecht zur Küste gewählt. Der Einfluß von Wind auf die Wasserspiegellage wurde vernachlässigt.

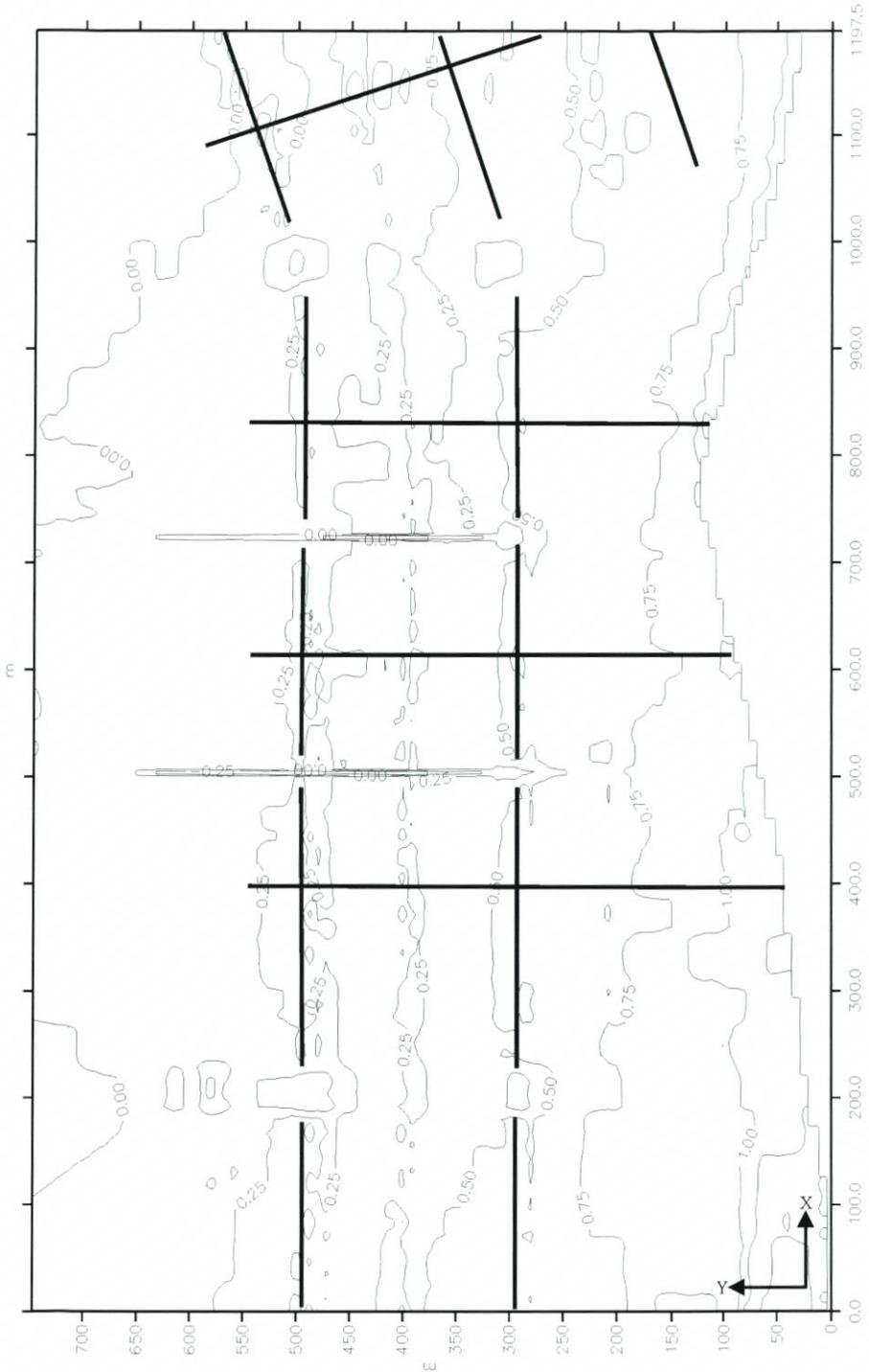


Abb. 2: Bathymetrie im Testgebiet „Ockholm“ in m über Bezugshorizont (Distanzen in x- und y-Richtung in [m]) und Lage der vorhandenen Lahnungsfelder

Die verwendete Bathymetrie ist in Abb. 2 dargestellt. Erkennbar sind die bereits angelegten Hauptentwässerungsgräben im Bereich der mittleren Lahnungsfelder. Anwurf und Gruppen waren zum Zeitpunkt der Kalibrierung noch nicht erstellt. Die Höhe der Lahnung wurde so gewählt, daß sie bei mittleren Tideverhältnissen nicht überströmt wird.

Die Durchlässigkeit der Lahnungsbauwerke wurde, aufbauend auf den in der Strömungsrinne des FRANZIUS-INSTITUTS durchgeführten Versuchen, zu 20 % angenommen und durch eine Modifizierung der lokalen Sohlrauheit im numerischen Modell realisiert. Hierzu wurde der MANNING-STRICKLER-Rauheitswert für eine Gitternetzreihe im Bereich des Lahnungsbauwerkes mit  $1,25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  angenommen. Dieser Wert wurde aus einem numerischen Modell abgeleitet, das parallel zu den physikalischen Versuchen im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS aufgebaut wurde, um das Transmissionsverhalten von Buschlahnungen nachzubilden. Eine sich zeitlich verändernde Durchlässigkeit (Eintrag von Sand in das Lahnungsbauwerk und Wachstum von Algen) wurde nicht berücksichtigt.

Für das Testgebiet „Ockholm“ wurden die Wellenparameter (Wellenhöhe  $H_s$  und Wellenperiode  $T_p$ ) aus Messungen in der Natur abgeleitet (Tab. 1). In der numerischen Simulation wurden die Wellenhöhen in Abhängigkeit von der Wassertiefe als Ausgangswellenhöhe definiert und am oberen Rand des Modellgebietes eingesteuert. Die Wellenperiode wurde einheitlich zu  $T_p = 3 \text{ s}$  angenommen. Innerhalb des EMS-Moduls ist das Modellgebiet derart aufgelöst, daß die auftretenden Wellen in ihrer Länge durch mindestens 15 Gitterpunkte (Diskretisierungsweite 0,50 m) beschrieben werden.

Tab. 1: Wellenhöhe in Abhängigkeit von der Wassertiefe im Bereich der Lahnungsöffnung

Wellenhöhe $H_s$ [cm]	Wassertiefe [m]
8	0,4
10	0,5
15	0,6
20	0,8
23	0,9

Tab. 2: Parameter für die berücksichtigten Fraktionen innerhalb des Sedimenttransportmodells aus Messungen im Testgebiet „Ockholm“ bzw. nach Literaturwerten aus VAN RIJN (1993)

	Frakt. 1 (1 $\mu\text{m}$ )	Frakt. 2 (6 $\mu\text{m}$ )	Frakt. 3 (10 $\mu\text{m}$ )
Krit. Depositionsgeschw. [m/s]	0,05	0,06	0,07
Krit. Erosionsgeschwindigkeit [m/s]	0,30	0,30	0,30
Mittl. Sinkgeschwindigkeit [m/s]	$7,3 \cdot 10^{-6}$	$2,6 \cdot 10^{-5}$	$7,3 \cdot 10^{-5}$
Rel. Höhe des Sedimenteintrags [-]	0,3	0,3	0,3
Erosionskoeffizient [ $\text{kg/s/m}^2$ ]	0,0005	0,0005	0,0005
Anteil der Fraktion am Sohlzustand [%]	30	65	5
Dispersionskoeff. in x-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	0,1	0,1	0,1
Dispersionskoeff. in y-Richtung [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]	0,1	0,1	0,1
Sedimentkonz. am seeseitigen Rand [ $\text{g/m}^3$ ]	105,0	227,5	17,5

Die Lahnungsbauwerke wurden als durchlässige Wellenbrecher aufgefaßt und als solche über einen Transmissionskoeffizienten (zweidimensionale Parameterverteilung) im numerischen Modell abgebildet. Der Parameter wurde mit Hilfe von Transmissionsversuchen im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS zu  $K_T = H_T/H_i = 1,5$  (mit  $H_T =$  Wellenhöhe im Trans-

missionsbereich,  $H_i$ : Ausgangswellenhöhe) bestimmt. Das Sediment wird über den seeseitigen Modellrand in Form einer zeitlich konstanten Linienquelle mit  $c_{Quelle} = 350 \text{ g/m}^3$  eingebracht (Fraktionierung vergl. Tab. 2).

### 3.3 Verifikation und Kalibrierung

Als Kontrollparameter für die Kalibrierung wurden die Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen an insgesamt 14 Meßstationen (Abb. 3) ausgewählt.

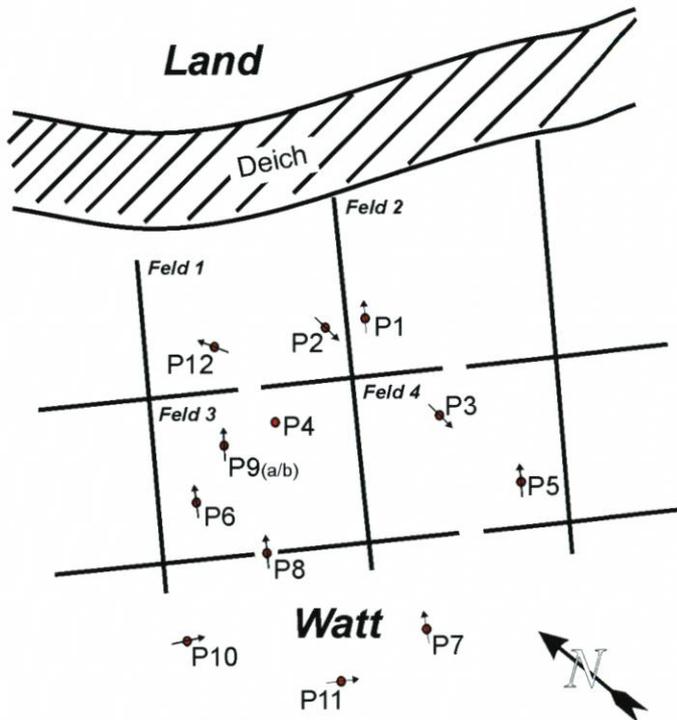


Abb. 3: Positionen der Strömungsmessgeräte im Testgebiet „Ockholm“ (Strömungsmessperiode vom 30. 10. bis 20. 11. 1995)

Als Eichparameter wurde der Rauheitskoeffizient gewählt. Die Kalibrierung wurde auf der Grundlage von gemessenen Strömungen bei 3 Tiden (30. 10. 1995, 6. 11. 1995 und 10. 11. 1995) durchgeführt. Die Sohlrauheit wurde als MANNING-Zahl angegeben und für das gesamte Modellgebiet aufgrund der Kalibrierung zu  $35 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  festgelegt. Ergebnisse der Eichung sind beispielhaft für die Tide vom 6. 11. 1995 für die Meßstation P 3 in Abb. 4 dargestellt.

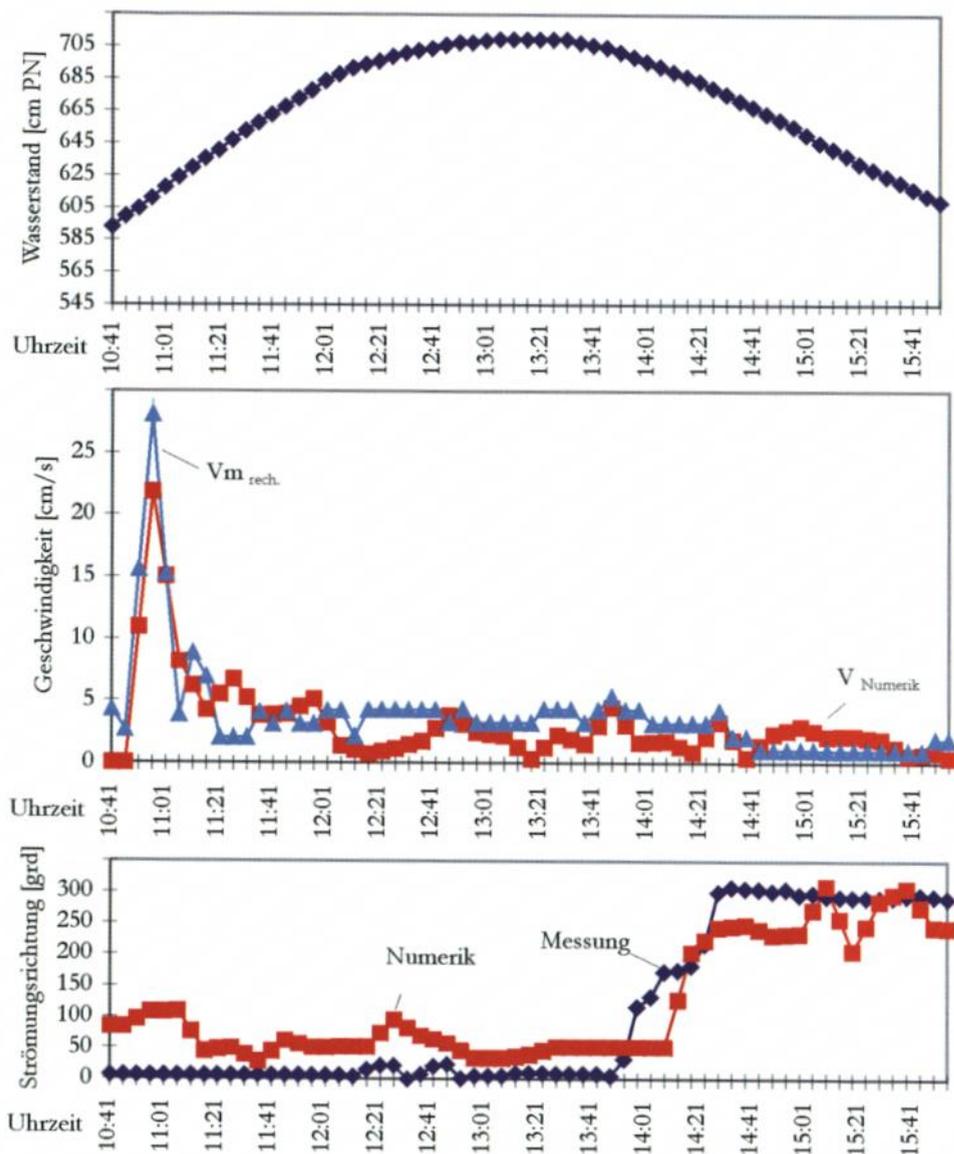


Abb. 4: Ergebnisse der Kalibrierung an der Meßstation P 3  
(Tidekurve am Pegel Schlüttsiel vom 6. 11. 1995)

### 3.4 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen bei mittleren Tideverhältnissen

Die sich bei mittleren Tideverhältnissen einstellenden Strömungszustände sind im folgenden für 8 ausgewählte Punkte innerhalb der Lahnungsfelder (P1 bis P8, Abb. 5) beschrieben.

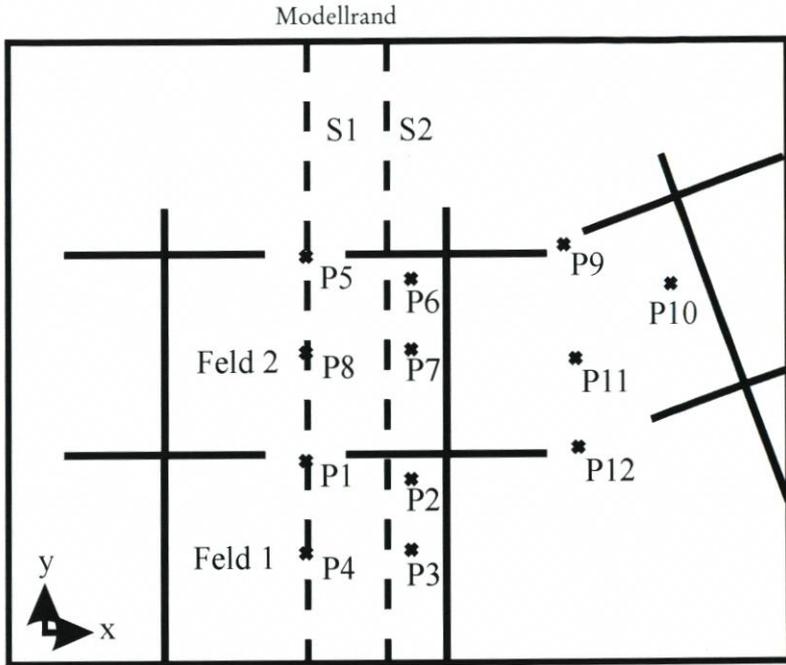


Abb. 5: Lage ausgewählter Referenzpunkte zur Darstellung von Strömungsgeschwindigkeiten im Testgebiet „Ockholm“ (schematisch)

Für die Darstellung der Ergebnisse wurden die Strömungsgeschwindigkeiten in x- bzw. y-Richtung aufgetragen (Abb. 6).

Die Strömungsgradienten zwischen der Mittelachse der Lahnungsfelder (y-Achse mit P5, P8, P1, P4) und den Randbereichen (P6, P7, P2, P3) sind im Feld 2 merklich größer als im Feld 1, was mit Beobachtungen in der Natur übereinstimmt. Erosionsbereiche sind aufgrund der berechneten Strömungsverteilungen somit nur im Bereich der Lahnungsöffnungen zu erwarten.

Die Strömungsgeschwindigkeiten entsprechen in ihrer räumlichen Verteilung den natürlichen Verhältnissen (beispielhaft in Abb. 7 dargestellt). Erkennbar sind die auf die Lahnungsöffnungen hin ausgerichteten Ebbeströmungen. Die geringe Durchströmung der Lahnungsbauwerke zeigt sich durch die in diesem Bereich niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten. Um Tidehochwasser sind die während des Füllvorganges entstandenen langsam drehenden Walzen in den Ecken der Lahnungsfelder mit Strömungsgeschwindigkeiten bis ca. 0,05 m/s noch vorhanden (ohne Abb.). Das Einströmen durch breitere Öffnungen als in den Testfeldern zeigt sich in den neben den Testfeldern liegenden Lahnungsfeldern. Hier treten breitere Bereiche mit höheren Strömungsgeschwindigkeiten auf als in den Bereichen mit schmalen Öffnungen und einer Konzentration der Einströmung auf die Hauptentwässerungsgräben.

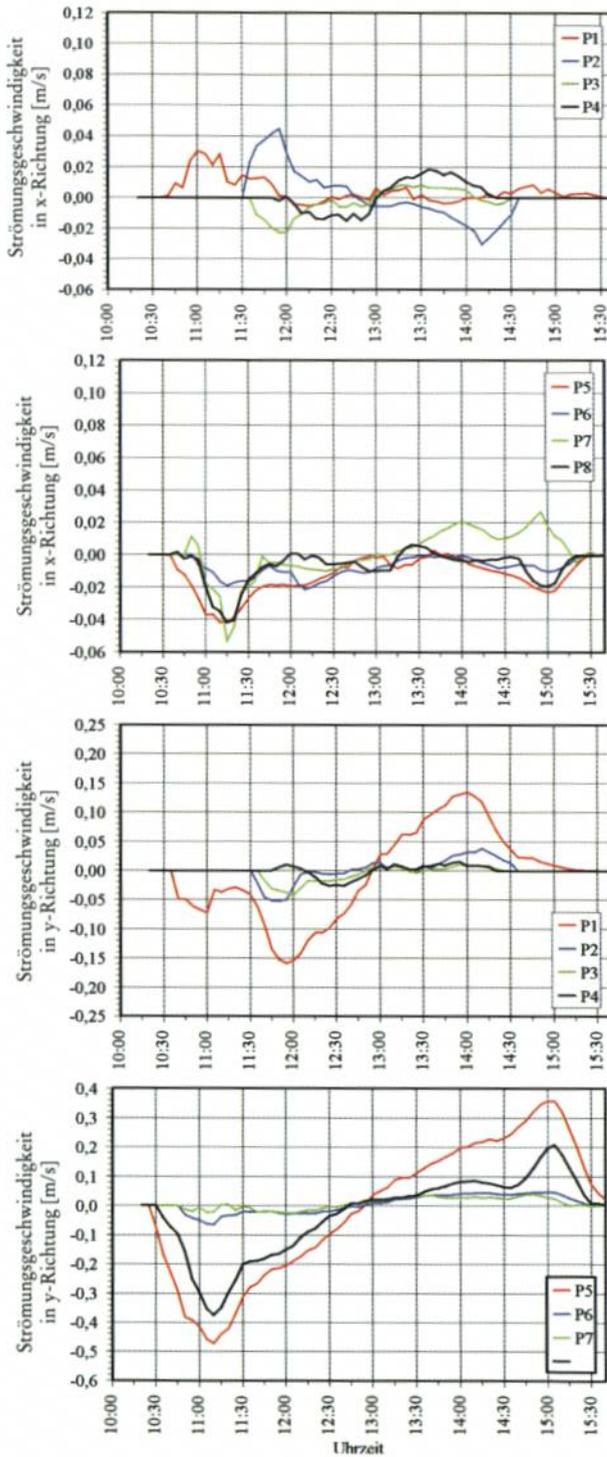


Abb. 6: Strömungsgeschwindigkeiten in x- und y-Richtung [m/s] an den Referenzpunkten P1 bis P8

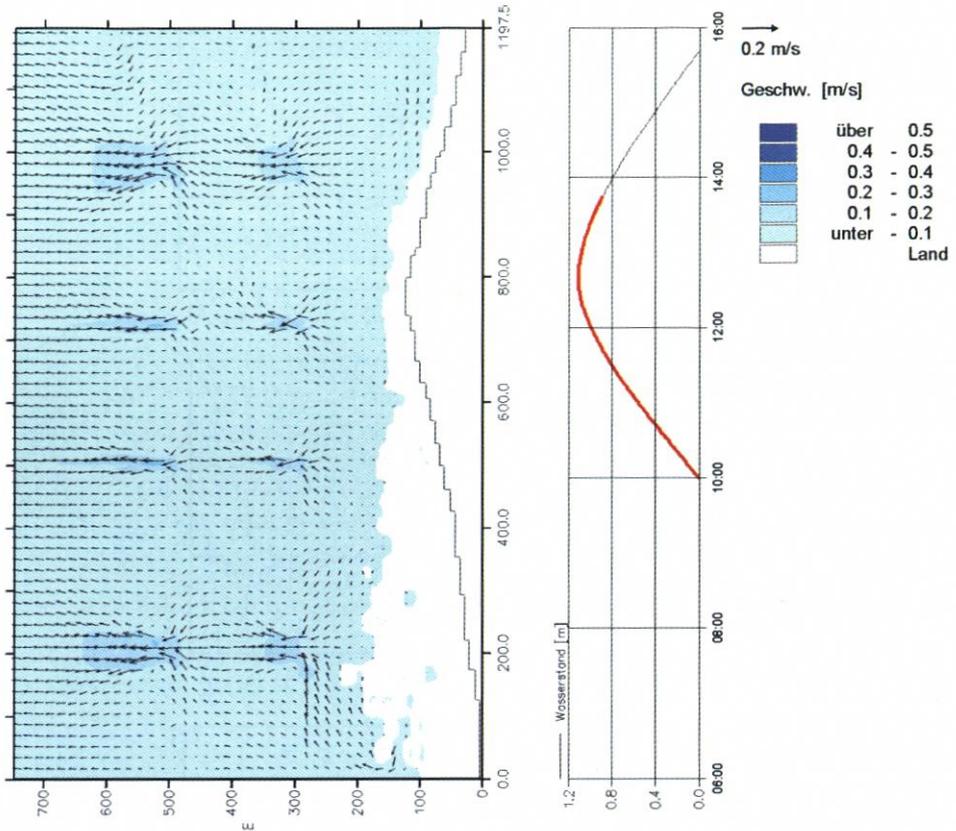


Abb. 7: Strömungsgeschwindigkeiten im Testgebiet „Ockholm“ bei mittleren Tideverhältnissen zum Zeitpunkt 13.45 Uhr (Bezugshorizont der Simulationstide: 0 m BH = 545 cm PN Pegel Schlüttsiel)

### 3.5 Seegangsverhältnisse

Für das Testgebiet „Ockholm“ wurden die in Tab. 1 dargestellten Fälle untersucht. Im Schnitt S1 (Schnitt durch die Lahnungsöffnung) verringert sich die Wellenhöhe bis zum Erreichen der Lahnungsöffnung, bedingt durch den lokal vorhandenen Hauptentwässerungsgraben und die damit einhergehende Vertiefung, relativ schnell. Durch die im weiteren Verlauf des Hauptentwässerungsgrabens abnehmende Wassertiefe baut sich die Welle erneut auf (Shoaling-Effekt für  $d/L_0 < 0,05$ ) und bricht innerhalb des ersten Lahnungsfeldes am Ende des Hauptentwässerungsgrabens. Infolge des ungehinderten Einlaufens durch die Lahnungsöffnung wird ein Großteil der Wellenenergie im Schnitt S1 in das zweite Lahnungsfeld eingetragen und führt hier zu einer Erhöhung der Wellenhöhe. Damit ist die Ausgangswellenhöhe nahezu erreicht.

Im Vergleich hierzu kommt es im Schnitt S2 zu einer deutlichen Dämpfung im Bereich des zweiten Lahnungsbauwerkes, die sich in einer Abnahme der Wellenhöhe äußert. Danach baut sich die Welle erneut bis auf Höhen um 0,07 m auf. Infolge des Energieverlustes am zweiten Lahnungsbauwerk werden die Wellenhöhen aus dem Schnitt S1 nicht erreicht. Die Ausgangswellenhöhe wird um den Differenzbetrag (Abnahme der Wellenhöhe am zweiten

Lahnungsbauwerk) unterschritten, worin der Energieverlust am permeablen Lahnungsbauwerk (Diffraktion) deutlich wird.

### 3.6 Sedimentation und Erosion

Die im Verlaufe einer Modelltide im Lahnungsfeld verbleibenden Sedimentationsmengen sind in Abb. 8 dargestellt. Bei auflaufender Tide ergeben sich in den Lahnungsöffnungen der Testlahnungsfelder eng begrenzte Erosionsbereiche, die für den Fall größerer Lahnungsöffnungen wie in den neben den Testfeldern liegenden Lahnungsfeldern größer ausfallen und sich bis in die Mitte der seawärts gelegenen Lahnungsfelder fortsetzen.

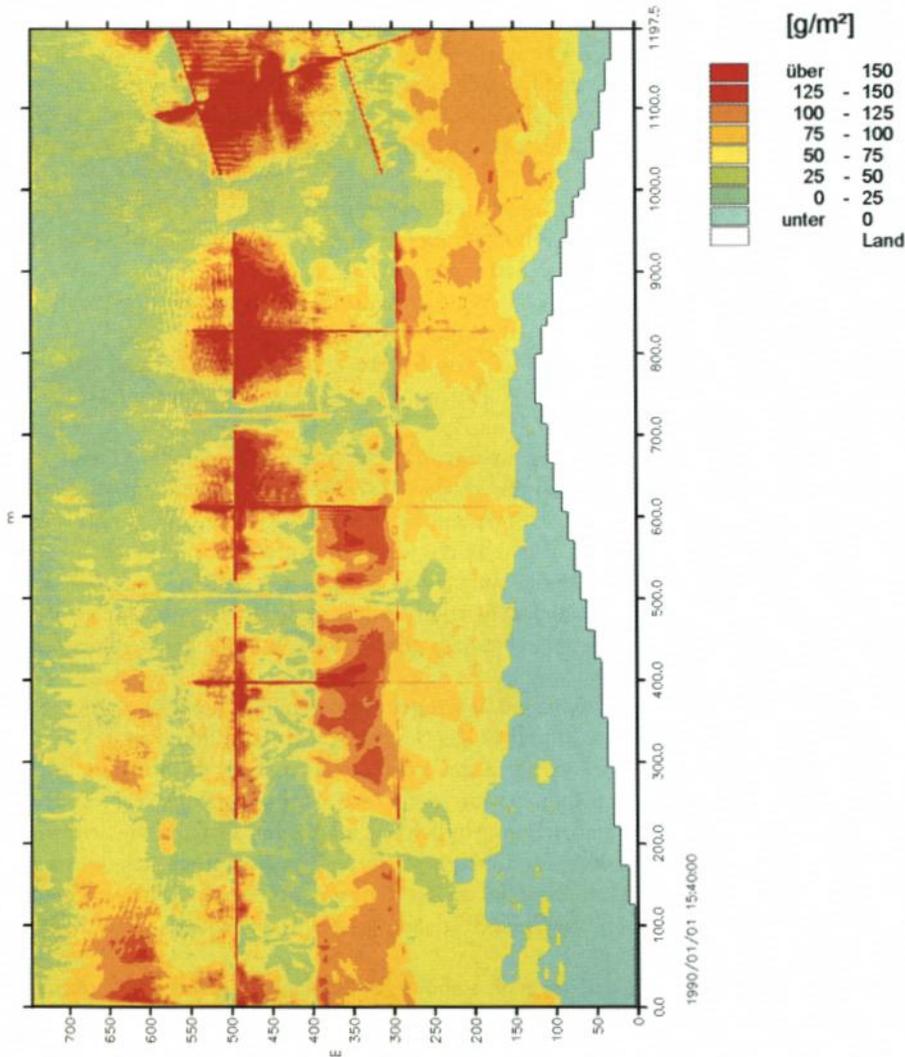


Abb. 8: Sedimentation im Testgebiet „Ockholm“ [g/m<sup>2</sup>] nach Ablauf einer Tide (15.40 Uhr) mit einem Sedimenteintrag von 350 g/m<sup>3</sup> am seeseitigen Modellrand

In den Eckbereichen der Lahnungsfelder deuten sich schon zu diesem Zeitpunkt (11.45 Uhr, ohne Abb.) spätere Sedimentationsbereiche an. Auch im Bereich der Lahnungsköpfe außerhalb des Lahnungsfeldes sind Auflandungen erkennbar, die durch die im Staubereich der Querlahnungen geringen Strömungsgeschwindigkeiten ermöglicht werden. Im Bereich der abgeminderten Strömungsgeschwindigkeiten oberhalb der teildurchlässigen Querlahnungen zeigt sich bereits eine erhöhte Sedimentation in den Seitenbereichen der Lahnungsfelder.

Bei Tidehochwasser (12.45 Uhr, ohne Abb.) haben sich die Anlandungen, insbesondere im Bereich der Lahnungsköpfe und unmittelbar oberhalb der Querlahnungen, weiter verstärkt. Es zeigen sich auch Bereiche in den Lahnungsöffnungen bzw. im sich unmittelbar anschließenden Feldbereich mit sehr geringen Sedimentationen. Diese Bereiche haben für den Fall einer größeren Lahnungsöffnung eine wesentlich größere Ausdehnung (südöstliches Lahnungsfeld und schräg angeordnetes, nordwestliches Lahnungsfeld).

In den schräg angeordneten Lahnungsfeldern (nordwestlich der Testfelder) sind die Strömungsverteilungen bei auflaufender Tide gegenüber den Testfeldern verändert, so daß auch im küstenseitigen Lahnungsfeld Bereiche mit sehr geringen Sedimentationen auftreten. Diese sind im südöstlichen Lahnungsfeld mit ebenfalls großer Lahnungsöffnung nicht erkennbar.

Am Ende der Tidephase (Abb. 8) ergeben sich Sedimentationen in unterschiedlichen Bereichen der beiden Testlahnungsfelder und der im Nordwesten und im Südosten angrenzenden Felder. Die unterschiedlichen Ausstattungen der Lahnungszäune und der Querentwässerungen, die jeweils in der Bathymetrie berücksichtigt sind, haben hier Einfluß auf die Strömungsverteilungen und damit auf die Sedimentationsbereiche.

An der seeseitigen Querlahnung des, von See her gesehen, linken Testfeldes ist der Anwurf als Schwelle wirksam. Der Füllstrom (vorwiegend im Hauptentwässerungsgraben durch das Lahnungstor) führt zur Ausbildung von Strömungswalzen beiderseits des Hauptentwässerungsgrabens, ungestört von einer Strömung, die bei einem durchlässigen Lahnungsaun auftreten würde. In den Walzen findet Sedimentation statt. Im hinteren Teil des Feldes 2 ist die Sedimentation zwangsläufig geringer. Darüber hinaus verursacht die geringe Höhe des Aushubs aus der Querentwässerung keine Strömung (Walzen), die eine Sedimentation in diesem Bereich begünstigen würde. Die Oberflächenstruktur im Lahnungsfeld nordwestlich neben den Testlahnungsfeldern ist in ähnlicher Weise berücksichtigt wie im linken Testfeld. Deshalb ergibt sich ein ähnliches Sedimentationsbild.

Im rechten Testfeld kann sich eine Walzenströmung hinter der Querlahnung aufgrund der Durchströmung der teildurchlässigen Lahnung nicht ausbilden, so daß hier eine geringere Sedimentation im vorderen Teil des Feldes 2 auftritt als im hinteren. Im hinteren Teil des Feldes 2 wird die Sedimentation hinter dem Aushub des Querentwässerungsgrabens in der flacheren Senke stattfinden. Ähnlich wie im rechten Testlahnungsfeld werden die Querlahnung und der Aushub der Querentwässerung im südöstlich neben den Testfeldern liegenden größeren Lahnungsfeld in der Bathymetrie berücksichtigt. Die Sedimentationsbereiche liegen wie im rechten Testlahnungsfeld vor der landseitigen Querlahnung.

Beachtenswert ist zudem, daß die in die Lahnungsfelder eingetragenen Sedimentmengen vornehmlich in den seeseitigen Feldern abgelagert werden und nicht bis in die küstennahen Bereiche vordringen können. Hieraus läßt sich ableiten, daß die seeseitigen Felder erst dann anzulegen sind, wenn im küstennahen Bereich das gewünschte Geländeniveau schon nahezu erreicht ist (Tab. 3).

Tab. 3: Sedimentationsmengen in den Lahnungsfeldern des Testgebietes „Ockholm“ nach Ablauf einer Modelltide (Sedimenteintrag am seeseitigen Modellrand  $350 \text{ g/m}^3$ )

			Seeseitiges Feld	Küstennahes Feld
Lahnungsfeld südöstlich der Test- lahnungsfelder; breite Öffnung ohne Hauptentwässerung	S	kg/Tide	6 002	3 447
	$O_{\text{thw}}$	$\text{m}^2$	77 000	78 000
	$S_m$	$\text{kg}/(\text{Tide} \cdot \text{m}^2)$	0,078	0,044
Nordwestliches Testlahnungsfeld; schmale Öffnung mit Hauptentwä- serung	S	kg/Tide	3 720	2 244
	$O_{\text{thw}}$	$\text{m}^2$	41 000	42 000
	$S_m$	$\text{kg}/(\text{Tide} \cdot \text{m}^2)$	0,091	0,053
Lahnungsfeld nordwestlich der Testlahnungsfelder, breite Öffnung ohne Hauptentwässerung	S	kg/Tide	4 961	6 628
	$O_{\text{thw}}$	$\text{m}^2$	56 000	99 000
	$S_m$	$\text{kg}/(\text{Tide} \cdot \text{m}^2)$	0,089	0,067

S Sedimentationsmenge im Lahnungsfeld in einer Tide  
 $O_{\text{Thw}}$  Oberfläche des Lahnungsfeldes bei Thw  
 $S_m$  mittlere Sedimentationsmenge im Lahnungsfeld in einer Tide

Offensichtlich behindert die kleinere Lahnungsöffnung im Testfeld die Sedimentationsvorgänge nicht. Vielmehr unterstützt sie den Absatzvorgang in Verbindung mit dem Hauptentwässerungsgraben durch die Abminderung der einlaufenden Wellen und minimiert so die in diesen Bereichen auftretenden Sohlschubspannungen. In den küstennahen Feldern sedimentiert weniger Material als in den seeseitigen Lahnungsfeldern, was durch die durchgeführten Naturmessungen im Testgebiet „Ockholm“ bestätigt wurde. Das größere Füllvolumen im küstennahen Feld des nordwestlich der Testfelder liegenden Lahnungsfeldes, das infolge des flacher ansteigenden Vorlandes größer ist als das im Südosten liegende Lahnungsfeld, wirkt sich in einer rd. 50 % größeren mittleren Sedimentationsmenge aus.

#### 4. Parameterstudie zum Einfluß von Öffnungsbreite, Begrüpfung, Anwurf und zusätzlichen Lahnungsfeldern

##### 4.1 Allgemeines

In einer Parameterstudie wurden mit Hilfe numerischer Modelluntersuchungen zu folgenden Fragen durchgeführt:

- Welchen Einfluß auf das Systemverhalten hat die Öffnungsweite des Lahnungsbauwerkes?
- Bewirkt eine Begrüpfung eine Änderung des Systemverhaltens?
- Welche Auswirkungen hat ein Anwurf an den Lahnungen?
- Kann die Sedimentation durch die Anordnung eines zweiten Feldes weiter verstärkt werden?

Als Systemverhalten werden die Strömungsgeschwindigkeiten und ihre räumliche Verteilung, die seegangsdämpfende Wirkung des Lahnungsbauwerkes und die Höhe der Sedimentations- bzw. Erosionsraten verstanden.

## 4.2 Systemparameter und Randbedingungen

Für diese Parameterstudie wurden die Systemparameter (Neigung der Bathymetrie, Tidewasserstände, Wellenhöhen, Wellenlänge, sedimentologische Kennwerte) aus den im Testgebiet „Ockholm“ durchgeführten Messungen in der Natur abgeleitet. Die Durchlässigkeitsbeiwerte bzw. Transmissionskoeffizienten der Lahnungen wurden aus den im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS durchgeführten Modelluntersuchungen übernommen. Die sedimentologischen Parameter wurden aus den Naturmessungen des FTZ-Westküste abgeleitet.

Die Anzahl der Lahnungsfelder und die Öffnungsweite der Lahnungsfelder wurde variiert (Abb. 9 und Abb. 10). Die so aufgebauten Geometrievarianten wurden mit und ohne Gruppen bzw. mit und ohne Anwurf realisiert. Die Öffnungsweiten der Lahnungsfelder variieren zwischen 25 m und 90 m.

Der seeseitige Rand des Modellgebietes ist offen. Über ihn wird die Tide als Wasserstandsbedingung eingesteuert. Die verbleibenden drei Ränder sind geschlossen. Die Neigung der Wattsohle wurde schematisiert und auf 1:800 festgelegt. Diese Neigung wurde innerhalb des gesamten Modellgebietes angewendet. Das Rechengitter hat eine Diskretisierungsweite von 2 m. Die Zeitschrittlänge wurde auf 2 s begrenzt. Auf dieser Grundlage ergeben sich COURANT-Zahlen, die unterhalb des kritischen Grenzwertes von 1 liegen. Die Höhe der Lahnung wurde so gewählt, daß sie bei mittleren Tideverhältnissen nicht überströmt wird

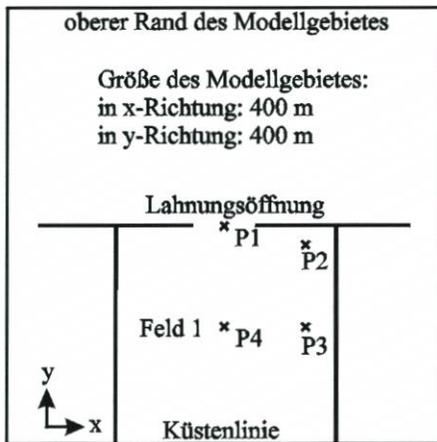


Abb. 9: Modellgebiet und Lage von Referenzpunkten (einreihige Anordnung)

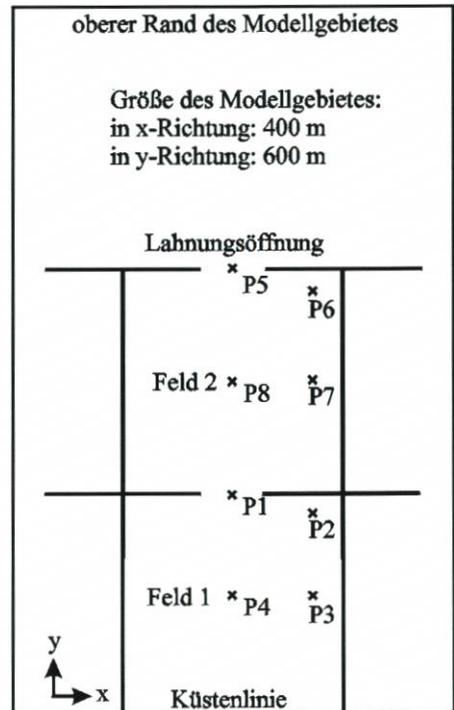


Abb. 10: Ausdehnung des Modellgebietes und Lage von Referenzpunkten für Varianten mit Doppelgeometrie (zweireihige Anordnung)

(Abb. 11). Die Durchlässigkeit wurde in Versuchen am FRANZIUS-INSTITUT mit 20 % ermittelt. Eine sich zeitlich verändernde Durchlässigkeit (Eintrag von Sediment in das Lahnungsbauwerk und Wachstum von Algen) bzw. der Abtrag des Anwurfes wurde nicht berücksichtigt. Der Anwurf wurde als wasserundurchlässig angenommen.

Die Sohlrauheit wurde als MANNING-Zahl für das gesamte Modellgebiet wie im Testgebiet „Ockholm“ zu  $35 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  gewählt. Die Permeabilität und damit die Beeinflussung des Strömungszustandes durch das Lahnungsbauwerk wurde durch eine Anpassung der MANNING-STRICKLER-Rauheitskoeffizienten realisiert. Diese wurden für eine Gitternetzreihe auf  $1,25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  gesetzt.

Für die Erfassung von Grüppen wurden in die Bathymetrie Entwässerungsgräben eingefügt. Aufgrund der Gitternetzweite von 2 m sind die Anwurfgräben, die Grüppen und die Querentwässerungsgräben gleich dimensioniert. Ihre Abmessungen betragen 2 m in der Breite und 90 m in der Länge. Der Abstand der Grüppen untereinander beträgt 10 m. Am Rand werden die Grüppen bis auf 4 m an die Lahnung herangeführt. Es ergeben sich vier Hauptentwässerungsfelder, die in den Hauptentwässerungsgraben münden. Der Hauptentwässerungsgraben beginnt 4 m vor dem Deichfuß, ist 4 m breit und endet ca. 64 m seeseits der Lahnung. Er hat eine Tiefe von 40 cm. Außerhalb des Lahnungsfeldes wurde er linear bis auf die Wathöhe angehoben.

Die Höhenlage am seewärtigen Rand des Untersuchungsgebietes wurde auf  $-0,1 \text{ m}$  über Bezugshorizont festgelegt. Damit ergibt sich für die Doppelgeometrie, bedingt durch deren Länge und eine Sohlenneigung von 1:800, ein um 25 cm höher liegender Landanschluß. Die

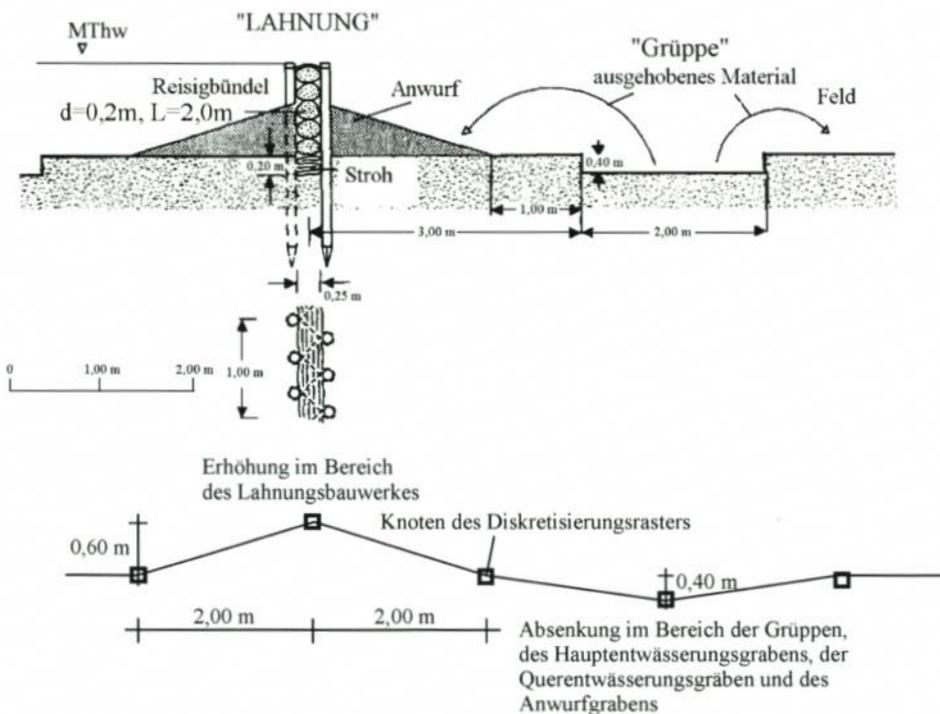


Abb. 11: Lahnungsbauwerk mit Anwurf und Gruppe und Abbildung der Geometrie (Bathymetrie) im numerischen Modell

Höhenlage des Bezugshorizontes (BH) über dem Pegelnull (PN) der Modelltide mußte deshalb für die Modellbereiche mit Einfachgeometrie bzw. Doppelgeometrie im Hinblick auf nicht zulässige negative Wassertiefen im Simulationsgebiet und auf gleiche Tidewasserstandsverläufe im landseitigen Lahnungsfeld unterschiedlich festgelegt werden. Bei Festlegung des Bezugshorizontes am landseitigen Modellrand des Modellbereiches mit Einfachgeometrie ( $y = 400$  m) auf 585 cm PN herrscht bei MThw = 653 cm PN der Jahresreihe 1981/90 am Pegel „Schlüttsiel“ eine Wassertiefe am seeseitigen Modellrand bei  $-0,1$  m BH von 78 cm. Bei einem seewärts um 200 m bis  $y = 600$  m verlängerten Modell muß der Bezugshorizont bei einer Sohlenneigung des Vorlandes von 1:800 um 25 cm tiefer, d. h. auf 560 cm PN, gelegt werden. Bei MThw beträgt die Wassertiefe am seeseitigen Modellrand im Modell mit Doppelgeometrie bei  $-0,1$  m BH dann 103 cm und bei  $x = 400$  m, wie im Modell mit Einfachgeometrie, 78 cm.

Als Modelltide wurde eine die mittleren Tideverhältnisse beschreibende Tidekurve verwendet, die aus der mittleren Tidekurve der Jahresbereiche 1981/90 des Pegels Schlüttsiel abgeleitet wurde. Die Tide wird am seeseitigen Modellrand eingesteuert. Die Strömungsrichtung wurde senkrecht zur Küste gewählt. Der Einfluß von Wind wurde nicht berücksichtigt.

Wellenhöhe und Wellenperiode wurden aus dem Testgebiet „Ockholm“ übernommen (Tab. 1). Das Lahnungsbauwerk wird durch die eingesteuerten Wellen ( $T_s = 3s = \text{konst.}$ ) nicht überströmt. „Radiation Stresses“ für eine Eingangswellenhöhe von 10 cm und eine Wassertiefe von 50 cm im Bereich der Lahnungsöffnung wurden für den Zeitraum von 11.20 Uhr bis 12.40 Uhr berücksichtigt.

Dämpfungsschichten wurden hinter der wellenerzeugenden Linie am seeseitigen Rand des Modells und am landseitigen Rand definiert. In die geschlossenen Seiten des Modellgebietes wurden ebenfalls Dämpfungsschichten eingebaut, um Reflektionen an diesen geschlossenen Rändern auszuschließen. Die Lahnungsbauwerke wurden als durchlässige Wellenbrecher aufgefaßt und als solche über einen Transmissionskoeffizienten im numerischen Modell abgebildet. Der Parameter wurde nach Transmissionsversuchen im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS zu  $K_T = H_T/H_i = 1,5$  ( $H_T$ : Wellenhöhe im Transmissionsbereich;  $H_i$ : Ausgangswellenhöhe) bestimmt.

### 4.3 Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen bei mittleren Tideverhältnissen

#### 4.3.1 Einfluß der Öffnungsweite

In den Varianten mit Gruppen, insbesondere mit einem Hauptentwässerungsgraben im Bereich der Lahnungsöffnungen, ist bei Vergrößerung der Lahnungsöffnung keine nennenswerte Beeinflussung der Strömungsgeschwindigkeiten in  $y$ -Richtung erkennbar. Daher wurden in Tab. 4 Strömungsgeschwindigkeiten für verschiedene Öffnungsweiten an den Referenzpunkten P1 und P5 in den Lahnungstoren lediglich für Varianten ohne Begrüppung dargestellt.

Die Strömungsgeschwindigkeiten in  $y$ -Richtung nehmen bei Vergrößerung der Öffnungsweite ab. Bei Öffnungsweiten von mehr als 70 m ist die weitere Abnahme der Strömungsgeschwindigkeiten in  $y$ -Richtung nur noch gering erkennbar. Eine weitere Vergrößerung der Öffnungsweite hat keinen Einfluß auf die Strömungsgeschwindigkeiten in  $y$ -Richtung mehr.

Tab. 4: Maximale Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung an den Referenzpunkten P1 und P5 in den Lahnungsoffnungen (Einfach- und Doppelgeometrie) für verschiedene Öffnungsweiten (Varianten ohne Gröppen)

Öffnungsweite [m]	Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]	Öffnungsweite [m]	Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
P1: Einfachgeometrie, ohne Anwurf		P1: Einfachgeometrie, mit Anwurf	
25	0,24	25	0,42
40	0,20	40	0,29
50	0,18	50	0,23
70	0,14	70	0,15
90	0,12	90	0,13
P1: Doppelgeometrie, ohne Anwurf		P1: Doppelgeometrie, mit Anwurf	
25	0,24	25	0,42
40	0,20	40	0,29
50	0,18	50	0,22
70	0,14	70	0,16
90	0,14	90	0,13
P5: Doppelgeometrie, ohne Anwurf		P5: Doppelgeometrie, mit Anwurf	
25	0,33	25	0,53
40	0,24	40	0,37
50	0,20	50	0,28
70	0,17	70	0,20
90	0,12	90	0,16

### 4.3.2 Einfluß der Begröppung

In Varianten mit Begröppung läuft das ansteigende Wasser zunächst mit relativ hohen Fließgeschwindigkeiten in die Gräben und Gröppen ein.

Vom Hauptentwässerungsgraben wird das einlaufende Wasser in die Querentwässerungsgräben und schließlich in die Gröppen geleitet. Nach Füllung der Gröppen verlieren diese ihren strömungsführenden Einfluß. Das Wasser verteilt sich dann relativ unregelmäßig über die Beete. Hierbei entsteht ein diffuser Strömungszustand. An den Referenzpunkten P1, P4, P5 und P8 treten bei auflaufender Tide höhere Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung auf als im Zustand ohne Gröppen. Das Entwässerungssystem erleichtert somit das frühzeitige Einlaufen des Wassers in das Lahnungsfeld (beispielhaft dargestellt für die Hauptströmungsrichtung in Abb. 12 und Abb. 13). Nach Flutung der Gröppen stellt sich in allen Fällen ein den Varianten ohne Begröppung nahezu entsprechender Strömungszustand ein. Dieser hebt sich erst wieder von dem ohne Begröppung ab, wenn bei ablaufender Tide die Gröppen beginnen trockenzufallen.

Generell tragen Gröppen zur Verminderung von Walzenbildungen innerhalb der Lahnungsfelder bei, da sie den Aufbau eines am Füllstrom durch das Lahnungstor orientierten Strömungszustandes während der ersten Flutphase unterbinden und damit die Entstehung von Walzen erst zu einem späteren Zeitpunkt möglich ist.

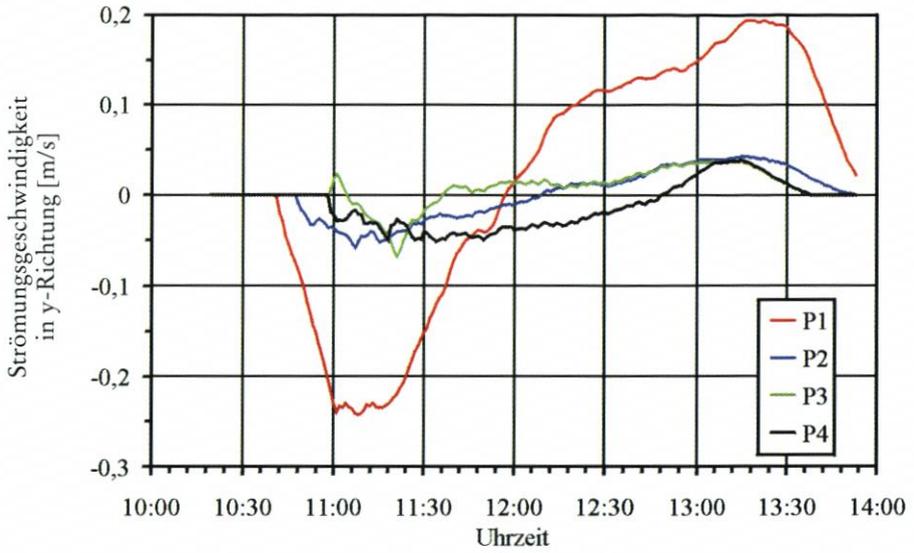


Abb. 12: Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung an den Punkten P1 bis P4 (vergl. Abb. 10) (Öffnungsweite 25 m, Einfachgeometrie, ohne Anwurf, ohne Gruppen)

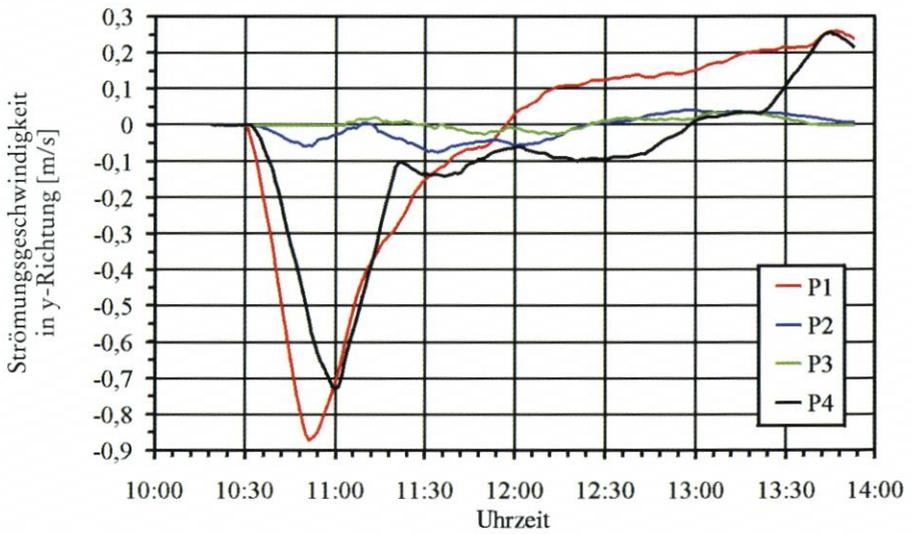


Abb. 13: Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung an den Punkten P1 bis P4 (vergl. Abb. 11) (Öffnungsweite 25 m, Einfachgeometrie, ohne Anwurf, mit Gruppen)

### 4.3.3 Einfluß des Anwurfs

Unterschiedliche Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung zwischen den Varianten mit und ohne Anwurf ergeben sich nur für Fälle ohne Begrüppung. In diesen Varianten erhöhen sich die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung im Bereich der Lahnungsöffnungen (Referenzpunkte P1 und P5). Ab einer Öffnungsweite von ca. 70 m ist dieser Einfluß des Anwurfes nicht mehr erkennbar. Die Füllung des Lahnungsfeldes kann bei Varianten mit Anwurf nur über die Lahnungsöffnung erfolgen. Die Strömungen im Lahnungsfeld können nicht mehr von den Strömungen durch die teildurchlässigen Lahnungen beeinflusst werden, sondern werden durch den Füllstrom bestimmt. Daher trägt der Anwurf maßgeblich zu Bildung von Walzen im Inneren der Lahnungsfelder bei. Die Walzen dehnen sich bei größerer Öffnungsweite stärker aus. Ihre Drehgeschwindigkeiten nehmen zu, was sich in der Vergrößerung der Strömungsgeschwindigkeiten in x-Richtung zeigt.

### 4.3.4 Einfluß der Feldanzahl (Einfachgeometrie – Doppelgeometrie)

Die Anordnung eines zweiten Lahnungsfeldes hat auf die Strömungsgeschwindigkeiten in y-Richtung des landseitigen Lahnungsfeldes (Feld 1) keinen Einfluß, wenn keine Begrüppung vorgenommen wurde, da diese prinzipiell ein schnelleres Einlaufen in das landseitige Feld ermöglicht. Dann entstehen im Feld 1 größere Strömungswalzen, die in den vergleichbaren Varianten der Einfachgeometrie nicht in dieser Stärke auftreten. Dies äußert sich in höheren Strömungsgeschwindigkeiten in x-Richtung im Referenzpunkt P3 (vergl. FRANZIUS-INSTITUT, 1998).

## 4.4 Seegangsverhältnisse

Die Wellen laufen parallel auf die (erste) Querlahnung zu. Durch das Lahnungsbauwerk wird die Wellenhöhe verringert. Nur durch die Öffnung laufen die Wellen mit nahezu gleichbleibender Höhe in das Lahnungsfeld ein. Die Wellenhöhe vermindert sich mit der Lauflänge in Richtung Ufer. Die Wellen werden an der Öffnung gebeugt, laufen in Richtung Ufer, steilen sich in diesem Bereich auf und brechen schließlich.

Bei größeren Öffnungsweiten können die Wellen nahezu ungehindert in die Lahnung einlaufen. Das heißt, die Wellenhöhe vermindert sich erst beim Auftreffen auf das Ufer, und die Bereiche hoher Wellen nahe der Lahnungsöffnung dehnen sich seitlich und in Richtung Ufer aus. Die Wellenbeugung an der Lahnungsöffnung hat bei größeren Öffnungsweiten einen geringeren Einfluß auf das Wellenbild im Lahnungsfeld. Für Varianten mit Gruppen und Anwurf hat die Öffnungsweite einen kaum wahrnehmbaren Einfluß auf die Wellenhöhen.

Als Folge einer Begrüppung treten im Lahnungsfeld höhere Wellen auf. Beim Einlaufen in den Hauptentwässerungsgraben nimmt die Wellenhöhe in diesem Bereich ab. Durch Gruppen können sich die im Bereich der Lahnungsöffnung gebeugten Wellen schneller im Lahnungsfeld entlang der Gruppen ausbreiten. Hinter der Lahnung nehmen die Wellenhöhen bei Varianten mit Begrüppung stärker zu als bei Varianten ohne Begrüppung. Ohne die Anlage von Gruppen wird das Wellenspektrum merklich eingeengt. So betragen die Wellenhöhen im Lahnungsfeld ohne Gruppen durchgängig ca. 5 cm. Mit Gruppen liegen die Wellenhöhen im Lahnungsfeld zwischen 3 cm und 8 cm.

Der Anwurf wurde bei diesen Untersuchungen als insgesamt undurchlässiges Lahnungsbauwerk angenommen. Dadurch wird für die hier eingesteuerten Wellenhöhen bei Einfachgeometrien bzw. bei Doppelgeometrien im landseitigen Lahnungsfeld eine Transmission durch die Lahnungsbauwerke verhindert. Durch Reflexion am Lahnungsbauwerk entstehen seeseitig der Lahnung höhere Wellenamplituden.

Wird eine zweite Lahnung vorgeschaltet (Doppelgeometrie), so reduzieren sich die Wellenhöhen im Feld 1 gegenüber denen in Varianten ohne vorgeschaltetes Lahnungsfeld. Für eine Öffnungsweite von 25 m dämpft das seeseitige Lahnungsfeld die auflaufenden Wellen stark ab. Für Öffnungsweiten von 90 m ist dies nicht mehr erkennbar.

#### 4.5 Sedimentations- und Erosionsprozesse

Die Ergebnisse der Berechnungen können hier nur exemplarisch wiedergegeben werden. Eine vollständige Darstellung findet sich im Endbericht des genannten KFKI-Vorhabens.

##### 4.5.1 Einfluß der Öffnungsweite

Bei einer Vergrößerung der Lahnungsöffnung dehnen sich die Bereiche sehr geringer Sedimentation in der Nähe der Lahnungsöffnung aus (Abb. 14). Bei allen Varianten sind am Ende der Querlahnungen Erosionsbereiche bzw. Bereiche mit sehr schwacher Sedimentation erkennbar. Bei einer Vergrößerung der Öffnungsweite wandern in Varianten ohne Begrüpfung diese Bereiche auseinander. In der Mitte der Lahnungsöffnung lagert sich Material ab. Bei Doppelgeometrien kommt es im Zuge einer Verbreiterung der Öffnungsweite zu einer Ausweitung der Sedimentationsbereiche vor den Lahnungsköpfen (ohne Abb.).

##### 4.5.2 Einfluß von Begrüpfung und Anwurf

Im Bereich der Gruppen sind in allen Varianten stärkere Sedimentationen erkennbar (Abb. 15). Bei Doppelgeometrien ohne Anwurf bewirkt die Begrüpfung außerdem ein verstärktes Absetzen in den seeseitigen Ecken von Feld 2. Bei Doppelgeometrie mit Begrüpfung ist die Sedimentation gleichmäßiger über das Feld 1 verteilt (ohne Abb.).

Bei Einfachgeometrien mit Begrüpfung ist kein Einfluß des Anwurfes erkennbar. Vor den Lahnungsköpfen kommt es bei allen Varianten zu einer stärkeren Ablagerung von Material. Für den Fall von Doppelgeometrien dehnen sich die Bereiche geringer Sedimentation in der Mitte von Feld 2 weiter aus (Abb. 16). In Feld 1 sedimentiert im küstennahen Bereich weniger Material.

##### 4.5.3 Einfluß der Feldanzahl (Einfachgeometrie – Doppelgeometrie)

Für Varianten mit Gruppen sind die Unterschiede zwischen der Einfachgeometrie und Feld 1 der Doppelgeometrie nur in Varianten ohne Anwurf schwach zu erkennen. Insbesondere bei größeren Öffnungsweiten führt die Anordnung eines zweiten Feldes zu einer stärkeren Sedimentation vor den Lahnungsköpfen (ohne Abb.).

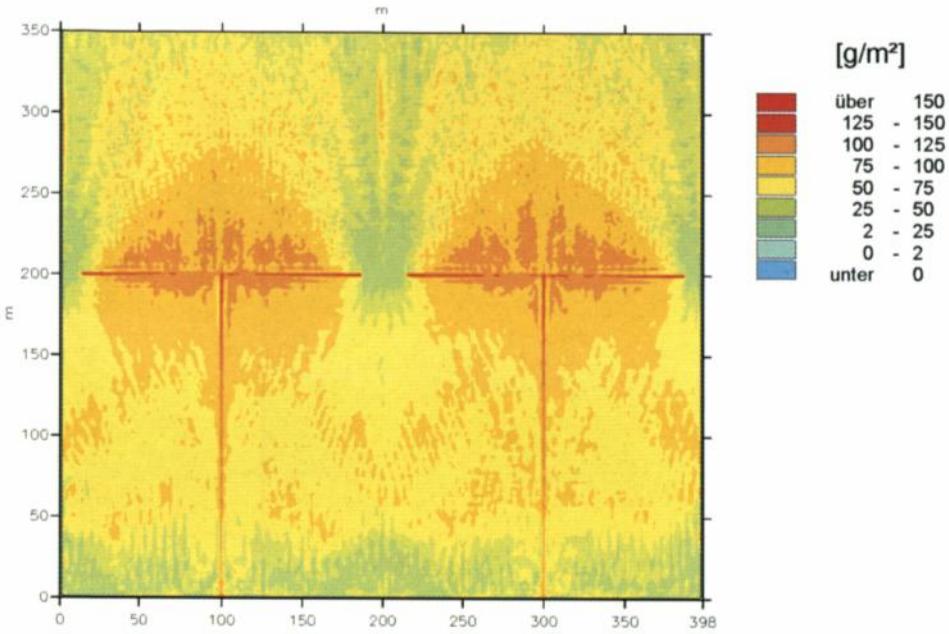


Abb. 14: Sedimentation und Erosion nach Ablauf einer Tide im gesamten Simulationsbereich (Öffnungsweite 25 m, Einfachgeometrie, ohne Gröppen, ohne Anwurf)

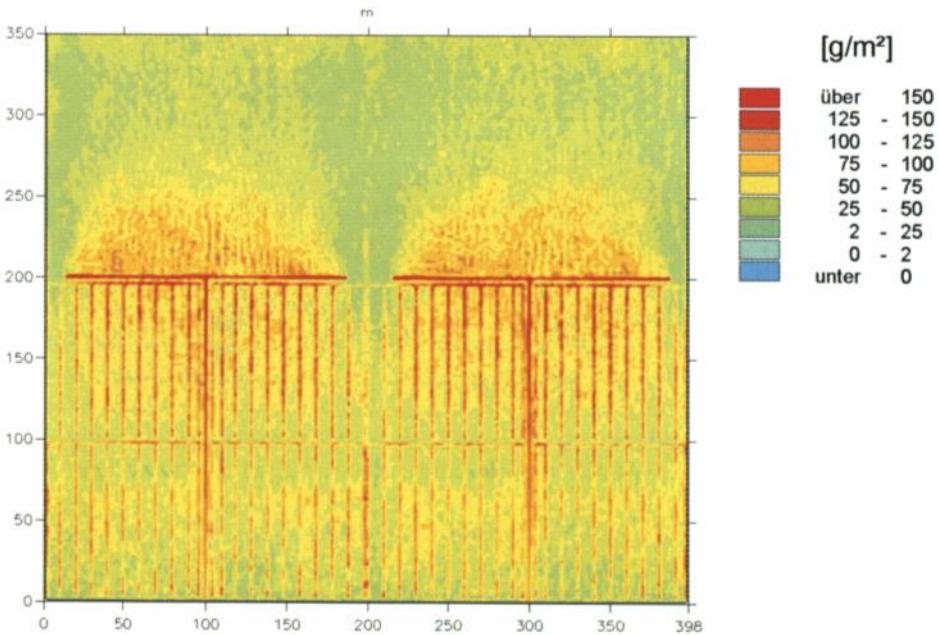


Abb. 15: Sedimentation und Erosion nach Ablauf einer Tide im gesamten Simulationsbereich (Öffnungsweite 25 m, Einfachgeometrie, ohne Anwurf, mit Gröppen)

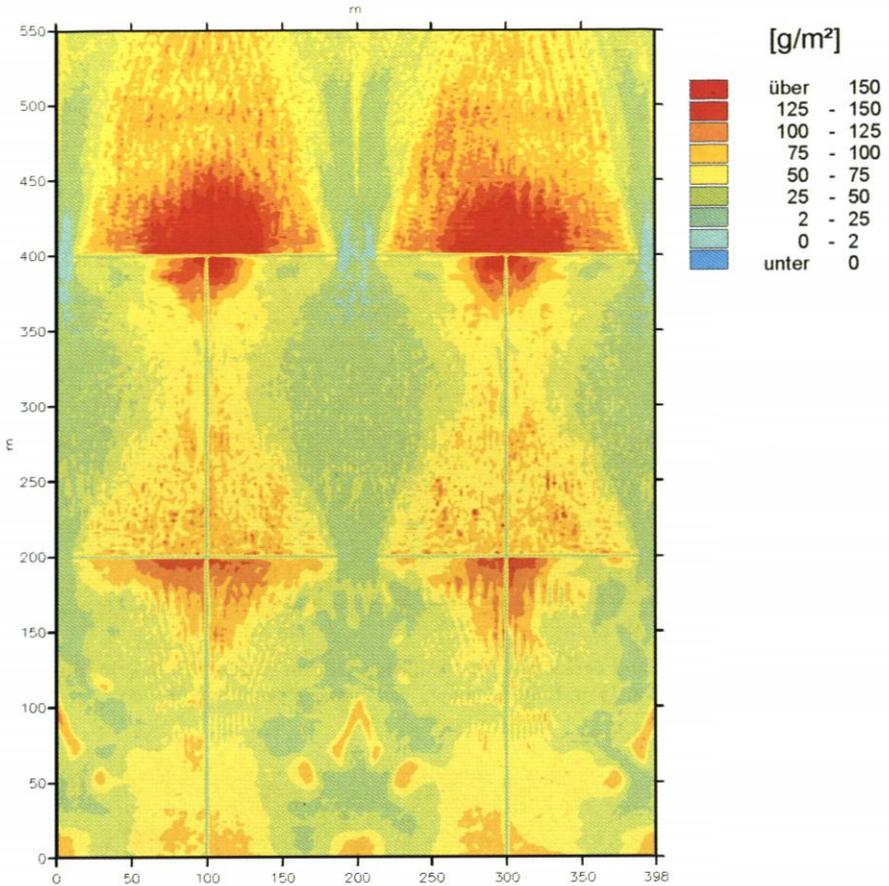


Abb. 16: Sedimentation und Erosion nach Ablauf einer Tide im gesamten Simulationsbereich (Öffnungsweite 25 m, Doppelgeometrie, mit Anwurf, ohne Gruppen)

#### 4.5.4 Bilanzierung der Sedimentmengen

Von hohem Interesse für die Beurteilung der verschiedenen Ausführungsvarianten ist die in den einzelnen Lahnungsfeldern sedimentierte Materialmenge. In Tab. 5 sind die Varianten mit minimaler und maximaler Öffnungsweite aufgeführt. Die dazwischenliegenden Varianten zeigen eine lineare Abnahme der Sedimentationsmenge auf die Werte für maximale Öffnungsweiten.

Bei allen untersuchten Varianten nimmt die Gesamtmenge sedimentierten Materials mit zunehmender Öffnungsweite ab.

Bei Einbau eines Anwurfes nimmt die Sedimentationsmenge im Vergleich zu Varianten ohne Anwurf ab. Diese Abnahme ist bei Varianten ohne Gruppen höher als bei Varianten mit Gruppen.

Die Begrüpfung der Felder führt bei den Varianten mit Anwurf zu einer Zunahme der Gesamtmenge sedimentierten Materials.

Tab. 5. Sedimentiertes Material [kg] nach Verlauf einer mittleren Tide

Fall	Öffnungsweite [m]	Feld 1 [kg]	Feld 2 [kg]
	Einfachgeometrie, ohne Gruppen, ohne Anwurf		
m_01	25	2551	
m_06	90	2517	
	Doppelgeometrie, ohne Gruppen, ohne Anwurf		
m_07	25	2149	2131
m_12	90	1990	2089
	Einfachgeometrie, ohne Gruppen, mit Anwurf		
m_13	25	2087	
m_18	90	1739	
	Doppelgeometrie, ohne Gruppen, mit Anwurf		
m_19	25	1893	1794
m_24	90	1621	1681
	Einfachgeometrie, mit Gruppen, ohne Anwurf		
m_25	25	2435	
m_30	90	2169	
	Doppelgeometrie, mit Gruppen, ohne Anwurf		
m_31	25	2278	2999
m_36	90	1851	2463
	Einfachgeometrie, mit Gruppen, mit Anwurf		
m_37	25	3336	
m_42	90	3138	
	Doppelgeometrie, mit Gruppen, mit Anwurf		
m_43	25	2475	2499
m_48	90	2185	2271

Bei der Anordnung eines zweiten Lahnungsfeldes werden die Sedimentationsmengen in Feld 2 hinzugewonnen. Die Sedimentationsmengen in Feld 1 der Doppelgeometrien liegen jedoch unterhalb der Werte vergleichbarer Einfachgeometrien, sofern keine Gruppen vorhanden sind.

## 5. Diskussion und Wertung der Ergebnisse

Die Simulation der Sedimentations- und Erosionsprozesse im Testgebiet „Ockholm“ basiert auf einer sich bei mittleren Tideverhältnissen einstellenden Strömungssituation. In dieser Untersuchung wurde davon ausgegangen, daß diese mittleren Verhältnisse prägend für die Vorlandbildung im Bereich von Lahnungsfeldern und die in diesem Zusammenhang ablaufenden Sedimentations- und Erosionsprozesse sind. Die durchgeführten Untersuchungen erlauben eine Einschätzung des Systemverhaltens bei mittleren Tideverhältnissen. Die zuvor beschriebenen Ergebnisse haben in diesem Zusammenhang eine hohe Aussagekraft, da ein Vergleich mit den Ergebnissen (Messungen in der Natur) im Testgebiet „Ockholm“ eine gute Übereinstimmung der grundlegenden Prozeßverläufe zeigt. Die Aussagefähigkeit dieser Simulationen kann als gut eingestuft werden, da auf der Grundlage von drei verschiedenen Meßkampagnen geeicht wurde.

Die in den dargestellten Untersuchungen vor den Lahnungsfeldern erkennbaren Sedimentationsbereiche, insbesondere im Bereich der Lahnungsköpfe, sind aus den durchgeführten Geländeaufnahmen und sedimentologischen Untersuchungen des FTZ-Westküste nicht abzuleiten. Das mittlere Systemverhalten wird in den FTZ-Untersuchungen durch Extremereignisse, mit unterschiedlichen Einflüssen auf die Sedimentation in und vor den Lahnungsfeldern, überlagert. Bei diesen Extremereignissen werden die vor den Lahnungsfeldern zuvor abgesetzten Sedimentmengen erodiert. Innerhalb der Lahnungsfelder treten derartige Erosionen infolge der seegangsdämpfenden Wirkung der Lahnungsfelder nicht auf. Es kommt infolge des höheren Schwebstoffgehaltes sogar zu verstärkten Sedimentationen (MATHEJA u. STOSCHEK, 1998). Die Extremereignisse wurden jedoch durch die Messungen des FTZ-Westküste nicht erfaßt. Ein Vergleich der Ergebnisse mit diesen über einen längeren Zeitraum durchgeführten sedimentologischen Messungen bzw. Geländeaufnahmen ist daher nicht sinnvoll, da eine Superposition des mittleren Systemverhaltens der Sedimentation, über z. B. ein Jahr, zu unzulässigen Aussagen des Gesamtsedimentationsverhaltens führen würde.

Der seegangsdämpfende Einfluß der Lahnungsbauwerke kann im numerischen Modell nachgewiesen werden. Dies wurde durch begleitende numerische Untersuchungen der physikalischen Versuche im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS, aus denen die Eingangswerte für Rauheitskoeffizienten und Transmissionskoeffizienten abgeleitet wurden, abgesichert. Der hier angewendete „Elliptic Mild Slope“-Ansatz ist jedoch in der Praxis grundsätzlich auf seine Anwendbarkeit hin zu überprüfen, um seine Einbeziehung in das Modell hinsichtlich der modellierbaren Sohlneigung und der tidebedingten Variation des Wasserstandes sicherer zu machen.

Die angesetzten sedimentologischen Parameter wurden auf der Grundlage von Erfahrungswerten in ähnlich gelagerten Projekten und auf der Grundlage von Literaturwerten gewählt. Die aufgetretenen Abweichungen der berechneten Sedimentations- und Erosionsraten im Testgebiet „Ockholm“ von den in der Natur gemessenen können durch in der Natur vorhandene Küstenlängsströmungen und den sich infolgedessen einstellenden Küstenlängstransport begründet werden. Trotzdem ist es möglich, auf der Grundlage des aufgebauten numerischen Modells im Testgebiet „Ockholm“ den Einfluß der Lahnungsbauwerke auf den Sedimentations- bzw. Erosionsvorgang zu beurteilen. Bereiche hoher und niedriger Sedimentation/Erosion sind schlüssig und nachvollziehbar. Es kann davon ausgegangen werden, daß die zu beschreibenden Naturprozesse mit den angewandten Verfahren beschreibbar sind. Aus dieser Übereinstimmung im Testgebiet „Ockholm“ kann geschlossen werden, daß die innerhalb der Parameterstudie durchgeführten Untersuchungen zu realistischen Ergebnissen geführt haben und damit grundlegende Fragen beantwortet werden konnten. So nimmt die Gesamtmenge sedimentierten Materials mit zunehmender Öffnungsweite im Vergleich zu Varianten ohne Anwurf ab, da die Strömungsgeschwindigkeiten und damit die sedimentationsverzögernde Strömungsturbulenz im Lahnungsfeld zunehmen. Diese Abnahme der Sedimentationsmenge ist in Feldern ohne Gruppen höher als in Feldern mit Gruppen, da Gruppen im allgemeinen die Ausbildung von Walzen in den Lahnungsfelder behindern. Die seegangsdämpfende Wirkung von Lahnungsfeldern hat einen großen Einfluß auf die im Feld ablaufenden Sedimentations- und Erosionsprozesse. Ihrer Berücksichtigung sollte in der Praxis besondere Aufmerksamkeit zukommen.

Mit diesen Ergebnissen stehen erste Anhaltspunkte für die Vorauswahl von den örtlichen Verhältnissen angepaßten Ausführungsvarianten zur Verfügung. Es empfiehlt sich jedoch die Überprüfung in einem numerischen Modell. So können in relativ kurzer Zeit optimierte Ausführungsvarianten konzipiert werden, die auf die örtlichen Bathymetrierhältnisse

nisse, den einlaufenden Seegang im Projektgebiet und die vorhandenen sedimentologischen Randbedingungen zugeschnitten sind.

Bei der Übertragung der dargestellten Untersuchungsergebnisse auf andere Küstenabschnitte sind in jedem Falle die örtlich stark variierenden Eingangsparameter (Bathymetrie, Tide- und Seegangsverhältnisse sowie sedimentologische Parameter) zu prüfen und anzupassen und mit den hier verwendeten Parametern zu vergleichen. Gerade im Bereich der sedimentologischen Parameter können geringfügige Abweichungen (Fraktionierung, mittlere Sinkgeschwindigkeit, kritische Sedimentations- und Erosionsgeschwindigkeit, Sedimenteintrag in Betrag und Richtung) die resultierenden Sedimentations- und Erosionsraten stark beeinflussen. Der Erhebung der Grundlagendaten kommt somit eine besondere Bedeutung zu. Da die Sedimentation bzw. Erosion in Lahnungsfeldern langfristig zu betrachten ist, ist die Berücksichtigung von Extremereignissen wichtig.

Die erzielten Ergebnisse sind teilweise mit den überlieferten Erfahrungswerten deckungsgleich (z. B. für die Wahl der Öffnungsbreite) und sichern diese zusätzlich ab. Teilweise widerlegen die Ergebnisse jedoch auch die bisher vorherrschenden Auffassungen über die sedimentologischen Auswirkungen eines Anwurfes, wenngleich die konstruktive Bedeutung außer Frage steht. Der Einfluß verschiedener Lahnungsbauweisen kann mit der vorliegenden Studie abgeschätzt werden und auch im Bereich anderer Küstenabschnitte prinzipiell angewendet werden. Sie können in diesem Zusammenhang u.a. als Grundlage für den Aufbau numerischer Modelle dienen, welche für die örtlichen Gegebenheiten Anhaltswerte für eine optimierte Anordnung und Gestaltung der Lahnungsfelder liefern können.

Mit den vorgestellten Methoden ist eine erste Beurteilung des Natursystems auf der Grundlage numerischer Modelle möglich, sofern die notwendige Datengrundlage in ausreichender zeitlicher Ausdehnung zur Verfügung steht. Die Anwendung numerischer Modelle kann hier einen ersten Eindruck über das Systemverhalten liefern und so zu einer Optimierung der Küstensicherungsarbeiten beitragen. Eine weitere Verbesserung der eingeleiteten Maßnahmen kann dann auf der Grundlage eines Systemmonitorings erreicht werden.

Gegenstand der zukünftigen Forschung muß die weitere Verfeinerung bzw. Ergänzung der numerischen Ansätze, aber auch der eingesetzten Meßverfahren zur Quantifizierung der Sedimentations- und Erosionsbereiche sein. Diese Entwicklung muß das langfristige Verhalten des Systems durch einen Abgleich mit Messungen in der Natur beschreiben können, Extremereignisse in die Betrachtung einbeziehen und eine qualifizierte Aussage über den Einfluß von Eisgang ermöglichen, was bisher noch nicht möglich ist.

## 6. Schriftenverzeichnis

- BATTJES, J. A. u. JANSSEN, J. P. F. M.: Energy Loss and Set-Up due to Breaking of Random Waves. Proc. 16th Int. Conf. on Coastal Eng., Hamburg, S. 569-587, 1978.
- COPELAND, G. J. M.: Practical Radiation Stress Calculations Connected with Equations of Wave Propagation. Coastal Engineering, H. 9, S. 195-219, 1985.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (Hrsg./DHI): MIKE21: Coastal Hydraulics and Oceanography; Hydrodynamic Module. Release 2.6, User Guide and Reference Manual. Horsholm, Dänemark, 1997a.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (Hrsg./DHI): MIKE21: Elliptic Mild-Slope Wave Module. Release 2.6, User Guide and Reference Manual. Horsholm, Dänemark, 1997b.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (Hrsg./DHI): MIKE21: Sediment Processes; Mud Transport Module: Multi-Fraction, Mud Transport Module: Multi-Layer. Release 2.6, User Guide and Reference Manual. Horsholm, Dänemark, 1997c.

- ELDER, J. W.: The Dispersion of a Marked Fluid in a Turbulent Shear Flow. *J. Fluid Mech.*, H. 5, S. 544–560, 1959.
- LIEBERMAN, N. VON: Ausführung und Wirkungsweise von Lahnungen, *Die Küste*, H. 60, S. 191, 1998.
- MADSEN, P. A.: Wave Reflection from a Vertical Permeable Wave Absorber. *Coastal Engineering*, H. 7, S. 381–396, 1983.
- MADSEN, P. A. u. LARSEN, J.: An Efficient Finite-Difference Approach to the Mild-Slope Equation. *Coastal Engineering*, H. 11, S. 329–351, 1987.
- MATHEJA, A. u. O. STOSCHEK: Influence of extreme events on sedimentation in sedimentation fields enclosed by brushwood fences. In: BABOVIC, V. & L. C. LARSEN (Eds.): *Proceedings of the 3rd International Conference on Hydroinformatics*, Kopenhagen, Vol. 2, S. 1411–1418, 1998.
- RIJN, L. C. VAN: *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications, Amsterdam, 1993.
- SMAGORINSKY, J.: General Circulation Experiments with Primitive Equations. *Monthly Weather Review*, H. 91, S. 91–164, 1963.
- SWART, D. H.: *Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles*. Delft Hydr. Lab., Publ. 131, Delft, 1974.
- WARREN, I. R. et al.: Application of Short Wave Numerical Models to Harbour Design and Future Development of the Model. *Int. Conf. on Numerical and Hydraulic Modelling of Ports and Harbours*, Birmingham, 1985.

# Ausführung und Wirkungsweise von Lahnungen

Von NICOLE VON LIEBERMAN, HORST SCHWARZE u. CLAUD ZIMMERMANN

## Zusammenfassung

In dem vom BMBF geförderten KFKI-Projekt MTK 0564 „Optimierung von Küstensicherungsmaßnahmen im Küstenvorfeld der Nordseeküste“ wurden im Teilprojekt „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ neben einer Literaturstudie zu Aufgabe und Wirkungsweise von Lahnungen, in physikalischen Modellversuchen die Durchlässigkeit und das Transmissionsverhalten von Wellen an Buschlahnungen untersucht.

Im Rahmen der physikalischen Untersuchungen des Teilprojektes „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ wurde zunächst in einer Strömungsrinne das Durchströmungsverhalten einer Buschlahnung im Maßstab 1:1 untersucht. Der Durchlässigkeitsbeiwert wurde zu rd. 20 % bestimmt.

Des weiteren wurden Untersuchungen zum Transmissionsverhalten von Buschlahnungen im Wellenkanal des Franzius-Instituts am Schneiderberg unter Berücksichtigung ausgewerteter Seegangsdaten aus der Natur im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Untersuchungen wurden durch dreidimensionale Seegangsuntersuchungen im Wellenbecken ergänzt. Für variable Wasserstände und Seegangsbedingungen wurde der Einfluß der Bauwerksbreite  $B$ , der relativen Bauwerkshöhe  $h/d$  ( $h$  = Bauwerkshöhe,  $d$  = Wassertiefe) und der Grad der Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom gewählten Füllmaterial bzw. einem seitlichen Anwurf auf das Transmissionsverhalten untersucht.

Prinzipiell zeigte sich, daß höhere Ausgangswellen besser als niedrigere gedämpft werden. Für Wassertiefen bis etwa zur Bauwerksoberkante zeichnet sich im wesentlichen eine lineare Zunahme der Transmissionskoeffizienten ab. Des weiteren konnte nachgewiesen werden, daß für Wasserstände bis zur Lahnungsoberkante Lahnungen mit größeren Breiten als 0,25 m als wirkungsvoller einzuschätzen sind. Ein effektiveres Dämpfungsverhalten des Seegangs zeichnet sich für bestimmte Wassertiefen für gedichtete Lahnungen im Vergleich zu den konventionellen ab.

## Summary

*At the German North Sea Coast forelands and salt marshes in front of sea dikes significantly contribute to the protection and safety of the artificial coastline. These forelands are an important element of the coastal protection system as a whole. The present knowledge about the management of forelands is essentially based on experience acquired over generations. Therefore research to determine the influence of the various parameters effecting accretion or erosion of forelands is essential. Within a research programme on the optimization of foreland management, which was sponsored by the German Federal Ministry of Education, Science, Research, and Technology (BMBF), field measurements, physical, and numerical simulations have been carried out to analyse the interaction of waves, currents, sedimentation processes, and maintenance techniques of forelands at the German North Sea Coast. This paper describes the basic technology and physical model tests.*

## Inhalt

1. Einleitung .....	192
2. Natürliche Vorlandbildung an einer Wattküste .....	193
3. Künstliche Vorlandbildung durch Lahnungen .....	197
4. Morphologie des Vorlandes .....	206
5. Einflußgrößen bei Strömungs- und Sedimentationsvorgängen in Lahnungsfeldern ....	207
6. Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Lahnungen .....	208

6.1 Methodik .....	208
6.2 Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes .....	209
6.3 Versuchsergebnisse .....	212
7. Untersuchungen zur Transmission von Wellen an Buschlahnungen .....	213
7.1 Transmission von Wellen .....	213
7.2 Bestimmung des Transmissionskoeffizienten im Wellenkanal .....	214
7.3 Versuchsergebnisse .....	216
7.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Messungen in der Natur .....	218
7.5 Untersuchungen zum Transmissionsverhalten im Wellenbecken .....	219
8. Zusammenfassung .....	222
9. Schriftenverzeichnis .....	224

## 1. Einleitung

Ein bedeutendes Küstenschutzelement und ein ökologisch wertvoller Bereich des Küstenvorfeldes sind hohe und breite Vorländer mit einem flach geneigten Übergang zum Watt. Vorlandbildung kann durch die Anlage und Bewirtschaftung von Lahnungsfeldern beschleunigt werden. Für die Gestaltung von Lahnungsfeldern, für die Bemessung und den Aufbau der Lahnungen und für die Bearbeitung des Anwachsens in den Lahnungsfeldern werden seit rd. 200 Jahren an der deutschen Nordseeküste vor allem praktische, oft ortsspezifische Erfahrungen herangezogen. Für eine Optimierung der Vorlandbildung mit Lahnungen fehlt bisher eine wissenschaftliche Analyse der hydromechanisch-morphologischen Wechselwirkungen in den Lahnungsfeldern.

In einem Forschungsvorhaben des KFKI „Optimierung von Küstensicherungsarbeiten im Küstenvorfeld der Nordseeküste“ sollten deshalb mit wissenschaftlichen Methoden Grundlagen für einen effektiven Einsatz von Lahnungen für die Vorlandbildung erarbeitet werden. Gefördert durch den BUNDESMINISTER FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMBF) koordinierte das LANDESAMT FÜR NATUR UND UMWELT DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN (LANU) das Forschungsvorhaben, das in zwei Teilprojekten durchgeführt wurde, und zwar durch das FORSCHUNGS- UND TECHNOLOGIEZENTRUM (FTZ) WESTKÜSTE der CHRISTIAN-ALBRECHT-UNIVERSITÄT ZU KIEL (Teilprojekt „Sedimentologie und Morphologie von Lahnungsfeldern“) und das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN der UNIVERSITÄT HANNOVER (Teilprojekt „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“) (Abb. 1).

Aufgabe des Teilprojektes „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ des FRANZIUS-INSTITUTS war die Darstellung des Wissensstandes über „Lahnungen/Lahnungsfelder“ und die „hydrologisch-morphologischen Wechselwirkungen an kohäsiven Wattböden“. Zur Modellierung und Simulation der Vorgänge in Lahnungsfeldern waren die unter bestimmten Randbedingungen auftretenden Strömungs- und Seegangsbedingungen zu erfassen und die hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen zu beurteilen. Hierzu wurden Detailuntersuchungen zum Verständnis der hydrodynamischen Wechselwirkungen am Bauwerk einer Lahnung in verschiedenen physikalischen Modellen durchgeführt. Die Ergebnisse dienten als eine Grundlage für die Simulation der Strömungs-, Seegangs- und Sedimentationsverhältnisse in einem hydrodynamisch-numerischen Modell.

In zwei eigens für das Forschungsvorhaben eingerichteten Testgebieten an der Westküste Schleswig-Holsteins (Testgebiet „Ockholm“ und Testgebiet „Speicherkoog Süd“, Abb. 2) wurden im Bereich der dort im Herbst 1993 bzw. Frühjahr 1995 angelegten Lahnungsfelder topographische Messungen sowie Seegangs- und Strömungsmessungen



Abb. 1: Struktur des KFKI-Forschungsvorhabens „Optimierung von Küstensicherungsarbeiten im Küstenvorfeld der Nordseeküste“

von den ÄMTERN FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT (ÄLW) HEIDE und HUSUM durchgeführt.

Zusätzlich zu den Ergebnissen der Untersuchungen in den Testgebieten wurden für die physikalischen und numerischen Untersuchungen Informationen durch das LANU sowie die ÄLW HEIDE und HUSUM verwendet, vorwiegend Pegeldata der Tidepegel „Schlütsiel“ und „Sommerkoog Steertloch“ sowie Winddaten der Windmeßstationen „Hallig Hooge“ bzw. „Büsum“ (vgl. Abb. 2).

Dieser Beitrag berichtet über die Entwicklung und Ausführung von Lahnungen an den Küsten der Nordsee sowie die wirksamen Parameter, deren Verhalten unter verschiedenen Randbedingungen in physikalischen Modellen untersucht wurde.

Über die Simulationen von Sedimentationsvorgängen in Lahnungsfeldern wird in einem weiteren Beitrag berichtet.

## 2. Natürliche Vorlandbildung an einer Wattküste

Das Wattenmeer vor der europäischen Festlandsküste hat eine Gesamtfläche von rd. 8000 km<sup>2</sup>. Davon entfallen rd. 10 % auf Dänemark, 30 % auf die Niederlande und 60 % auf die Bundesrepublik Deutschland, wovon etwa die Hälfte zum schleswig-holsteinischen Bereich gehört. Diese weltweit einmalige Küstenlandschaft, bestehend aus Dünen- und Strand-

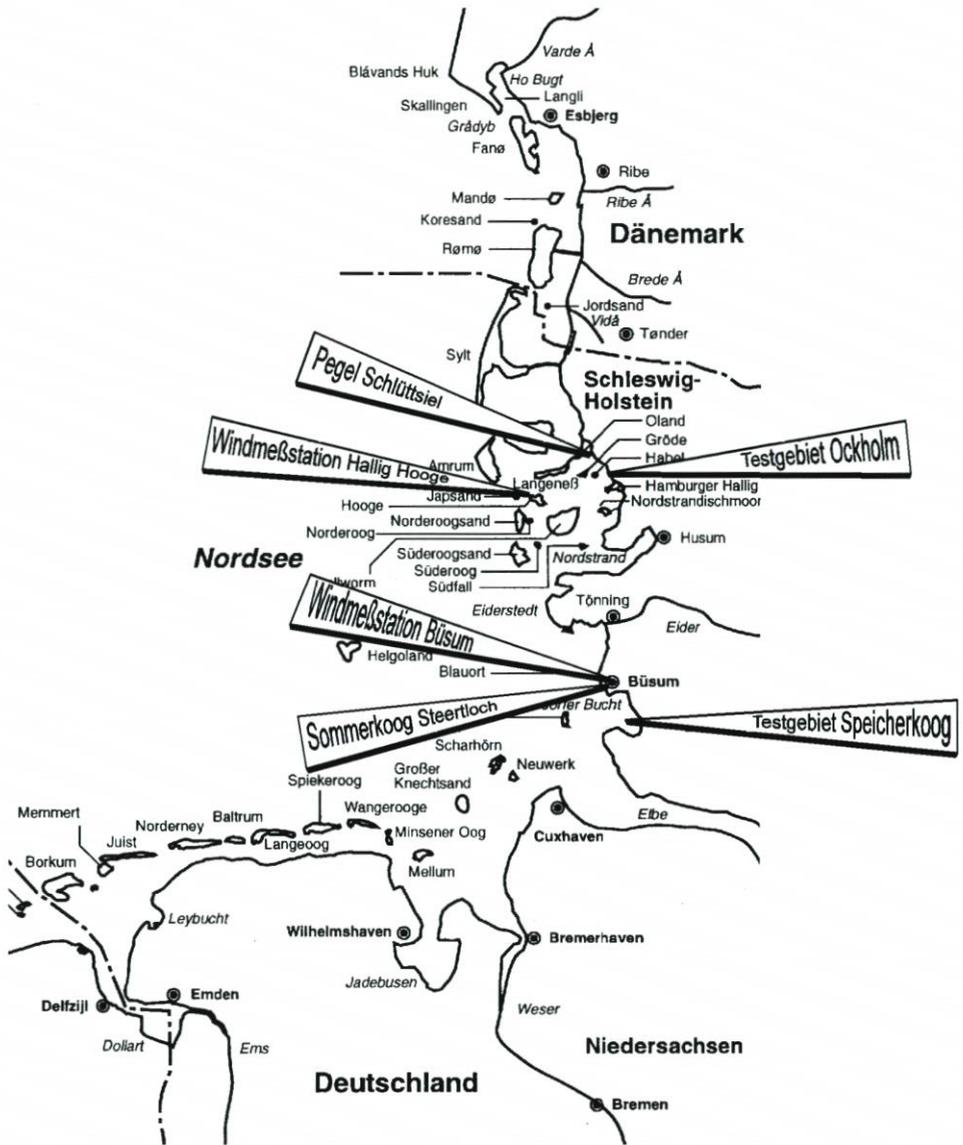


Abb. 2: Testgebiete „Ockholm“ und „Speicherkoog Süd“; Tidepegel „Schlüttsiel“ und „Sommerkoog Steertloch“, Windmeßstationen „Hallig Hooge“ und „Bülsum“

inseln, Halligen, Buchten, Flußmündungen, offenen und brandungsgeschützten Wattflächen, Rinnen- und Prielsystemen, ist als Übergangszone zwischen Land und Meer der Dynamik des Meeres unterworfen. Seine Existenz beruht auf der halbtäglichen, von den Gezeiten abhängigen Überflutung und dem Trockenfallen der Wattflächen. Das Wattenmeer setzt sich aus den drei Teillebensräumen

1. Watt
2. Inseln mit Strand und Dünen
3. Salzwiesen / Vorland

zusammen, die aufgrund ihrer Besonderheiten jeweils spezielle Funktionen des gesamten Ökosystems Wattenmeer wahrnehmen.

Das Watt wird in vier Bereiche unterteilt (Abb. 3):

Der untere Wattbereich (Sublitoral) umfasst die Gebiete unterhalb rd. MThw  $-0,60$  m, die auch bei Tideniedrigwasser noch mit Wasser bedeckt bleiben. Dazu gehören Watttrinnen, Priele und Wattströme sowie zahlreichen Inseln seeseits vorgelagerte, sandige Flachwassergebiete. Prinzipiell zählt dieser Bereich nicht zum Watt, da die ökologischen Randbedingungen eher mit denen der offenen Nordsee übereinstimmen.

Das Eulitoral, der mittlere Wattbereich zwischen rd. MThw  $-0,60$  m und MThw, ist zweimal täglich dem Wechsel von Ebbe und Flut unterworfen. Die Grenzen zum unteren sowie zum oberen Wattbereich sind fließend, da das Eulitoral sowohl vom Prielsystem durchzogen als auch gegen die Queller-Region und die Salzwiesen nicht klar abgegrenzt ist.

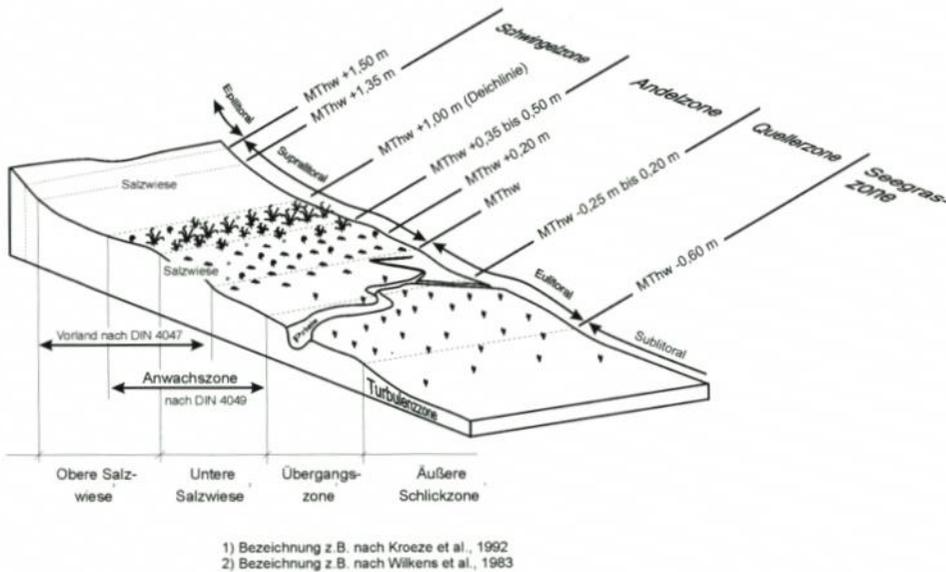


Abb. 3: Zonierung der Wattbereiche

Der obere Wattbereich (Supralitoral) umfasst einen Teil der Verlandungszone (Anwachzone), Bereiche der Salzwiesen sowie den unteren Bereich der Süßwiese, der durch Akkumulationsvorgänge infolge reduzierter Strömungsgeschwindigkeiten über die Linie des mittleren Hochwassers (bis rd. MThw  $+1,50$  m) hinausgewachsen ist. Das Supralitoral wird nur noch unregelmäßig überflutet.

Der höchste Wattbereich oberhalb rd. MThw  $+1,50$  m, das Epilitoral, wird außer während Sturmfluten nicht mehr überflutet, ist jedoch durch das salzhaltige Grundwasser und durch vom Wind herangezogenen Wasserstaub immer noch den maritimen Einflüssen unterworfen (LÜDERS u. LUCK, 1976; DOLDER u. DOLDER, 1988; JANKE u. KREMER 1990; WIELAND, 1990).

Der ostfriesischen Küste vorgelagert ist ein Gürtel aus sieben größeren und einigen kleineren Düneninseln. Sie sind aus einem von seewärts durchbrochenen Strandwall entstanden. Die nordfriesischen Inseln vor der schleswig-holsteinischen Westküste hingegen sind überwiegend Reste des ehemaligen Festlandes (NMELF, 1985; NATIONALPARKVERWALTUNG „NIE-

DERSÄCHSISCHES WATTENMEER“, 1992). Der Strandbereich erstreckt sich von der mittleren Tideniedrigwasserlinie bis zum seeseitigen Dünenfuß bzw. am Festland bis zum Deich. Der sogenannte trockene Strand wird im Vergleich zum nassen Strand von den mittleren Tiden nicht erreicht.

Salzmarschen oder -wiesen sind die über der mittleren Hochwasserlinie gelegenen Flächen, die nur noch selten, insbesondere im Winterhalbjahr während Wind- oder Sturmfluten, mit Salzwasser bedeckt werden (LANDESAMT FÜR DEN NATIONALPARK SCHLESWIG-HOLSTEINISCHES WATTENMEER, 1992).

Der Bereich des Supralitorals von der Linie des mittleren Tidehochwassers bis zum Deichfuß wird als Vorland, bestehend aus Anwachszone und Salzwiese, bezeichnet (Abb. 3). Die Salzwiesen des Vorlands werden im Laufe eines Jahres bei höheren Tiden 40- bis 250mal überflutet und durch die innerhalb des Eulitorals liegenden zahlreichen verästelten Prielsysteme auf natürliche Weise be- und entwässert. Durch die Überflutungen werden diese Bereiche mit Salzwasser bedeckt, das auch für einen stetigen Nachschub an nährstoffreichen Sedimenten sorgt und dieses Teilsystem des Wattenmeeres im Gebiet zwischen Esbjerg in Dänemark und Den Helder in den Niederlanden zu einem der produktionsreichsten Lebensräume der Erde macht (ARBEITSGEMEINSCHAFT DEUTSCHER BEAUFTRAGTER FÜR NATURSCHUTZ UND LANDSCHAFTSPFLEGE, 1980; HEYDEMANN u. MÜLLER-KARCH, 1980; ABRAHAMSE et al., 1984; DIECKMANN, 1985).

Im Ökosystem des Vorlandes können nur besonders angepaßte Organismen der Flora und Fauna existieren. Die Salzwiesen sind mit zahlreichen Halophyten bedeckt und mit etwa 250 kleineren Tierarten besiedelt. Entsprechend den Tideverhältnissen tritt in der Anwachszone und im Salzwiesenbereich eine gesetzmäßige Zonierung und Sukzession von Pflanzengesellschaften auf, die primär aus salztragenden und salzresistenten Arten bestehen. Sobald das Watt auf rd. 0,50 m unter MThw angewachsen ist, beginnt der natürliche Pflanzenwuchs mit den Pionierpflanzen Queller (*Salicornia herbacea* L.) und Schlickgras (*Spartina Townsendii*) sowie ab einer Vorlandhöhe von rd. 0,25 m unter MThw dem Andel (*Puccinellia maritima* Parl.) (HEYDEMANN u. MÜLLER-KARCH, 1980; KAMBECK, 1980; STADELMANN, 1981; ERCHINGER, 1982; JANKE u. KREMER, 1990; KRAMER, 1990; DIJKEMA et al., 1990).

Mit jeder Tide werden im Wattenmeer und insbesondere während Sturmflutereignissen Sedimente transportiert, vorwiegend organische und anorganische Schwebstoffe, die im Mittel 5 mg/l bis 150 mg/l betragen, während Sturmfluten im Durchschnitt über 2500 mg/l (WOHLENBERG, 1954; DIECKMANN, 1985; SÖNNICHSEN u. MOSEBERG, 1994). Je nach Örtlichkeit bestehen daher unterschiedliche Tendenzen zur natürlichen Anlandung.

Die Wattsedimente bestehen aus den Hauptkomponenten:

1. anorganischer Anteil (Sand, Schluff, Ton)
2. organischer Anteil (Kohlenstoffverbindungen, Karbonate)

Zusammen mit Wasser bilden sie das allgemein als Schlick bezeichnete Sediment (Tab. 1), dessen prozentuale Zusammensetzung regional sehr unterschiedlich ist.

Tab. 1: Klassifizierung der Korngrößen nach DIN 4022 und Bezeichnung der Sedimenttypen nach dem Anteil der Kornfraktion < 0,063 mm nach DIN 4022

Korngröße	Bezeichnung	Anteil der Kornfraktion < 0,063 mm	Sedimenttyp
2 mm bis 0,063 mm	Sand	< 10 %	Wattsand
0,063 mm bis 0,002 mm	Schluff	10 % bis 50 %	Schlickwatt
< 0,002 mm	Ton	> 50 %	Schlick

Die Erosionsstabilität der Wattsedimente gegen Strömungs- und Wellenangriff ist nicht nur durch deren physikalische Parameter bestimmt. Eine ausgeprägte, nicht immer sichtbare Besiedlung beeinflusst die Erosionsstabilität der Sedimente maßgeblich. Verschiedene Tierarten können die feinen organischen Bestandteile und die Tonmineralien durch die Bildung kleiner schlickartiger Kotklümpchen aneinanderheften. Hierdurch wird die Ablagerung eines an Ton und organischer Substanz reichen Sediments bewirkt, das für den Anwachs des Vorlandes von großer Bedeutung ist. Entscheidend sind daran Miesmuscheln (*Mytilus edulis* L.), Herzmuscheln (*Cerastoderma edule*) und Sandklaffmuscheln (*Mya arenaria* L.) beteiligt (z. B. MANZENRIEDER, 1983).

### 3. Künstliche Vorlandbildung durch Lahnungen

Mit der Tidewelle, die von seegangserzeugten Strömungen überlagert wird, werden Sedimente (Sinkstoffe), die im wesentlichen aus Umlagerungen des Watts stammen (KAMBECK, 1980; MUUSS u. PETERSEN, 1974), in das Küstenvorfeld transportiert und abgelagert, sobald die Turbulenz der Strömung reduziert und ihr Transportvermögen kleiner wird. Dieser Vorgang erfolgt auf natürlichem Wege in Buchten, Hafenbecken oder an den geschützten Leeseiten von Inseln, Halligen, Dämmen und sogenannten Höften.

Mit Hilfe planmäßiger Eingriffe in die Strömungsabläufe kann die Ablagerung von Sedimenten künstlich gefördert werden. So wurde in weiten Bereichen der Nordseeküste durch schachbrettartig neben- und voreinandergereihte Felder ein ausgedehntes Netz von beruhigten Wasserbereichen geschaffen. Die noch turbulente Brandung und Strömung wird von den, die sogenannten Lahnungsfelder umgebenden, in der Regel permeablen zaunartigen Bauwerken (den sogenannten Lahnungen) weitgehend ferngehalten und die natürliche Ablagerung der feinen Sinkstoffe aus dem Meerwasser beschleunigt.

Im weitesten Sinne ist das Jahr 1362 als Geburtsjahr der künstlichen Vorlandbildung, der „Landgewinnung“, zu bezeichnen. Vorangegangene, schwere Sturmfluten riefen gravierende Landeinbrüche an der Nordseeküste hervor. Die „Zweite Marcellusflut“ vom 16. Januar 1362 veranlaßte die Küstenbewohner deshalb, das für ihren Lebensraum und auch für die Landwirtschaft verlorene Land zurückzugewinnen; zunächst als Vorarbeiten für Eindeichungen durch Anlage von Höftern oder Lahnungen und/oder Grütten (PROBST, 1996). Eine Dokumentation der ersten Arbeiten ist bei HAGEN (1878), HINRICHS (1931) oder MÜLLER u. FISCHER (1955) zu finden.

Die ersten Lahnungsfelder zur systematischen Vorlandbildung wurden im Jahr 1847 von der dänischen Regierung im heutigen Schleswig-Holstein angelegt (PROBST, 1996). Das Ziel der Anlage der künstlichen, buhnenartigen Lahnungsbauwerke, die je nach Örtlichkeit 100 m × 100 m bis 400 m × 400 m große Felder umfassen (Abb. 4), war und ist es, durch gedämpfte Strömungen und Wellenbewegungen die Anlandung von Sedimenten im Vorlandbereich zu begünstigen. In der parallel zum Deich verlaufenden Lahnung (auch als Querlahnung bezeichnet) befindet sich in der Regel eine Öffnung, so daß bei steigendem Tidewasserstand die Sedimentationsfelder überflutet und bei fallenden Wasserständen wieder entwässert werden. In der Stillwasserzeit um die Kenterung der Tide nach Hochwasser lagern sich die Schweb- und Sinkstoffe am Boden ab. Aufgabe der senkrecht zum Deich verlaufenden Hauptlahnungen der Lahnungsfelder (auch als Längslahnungen bezeichnet) ist es, die parallel zur Küste verlaufende Längsströmung zu unterbinden, während die Querlahnungen für eine Strömungs- und Seegangsberuhigung in den Lahnungsfeldern sorgen. An der oldenburgischen Küste sind Lahnungen meistens geschlossen (KRAMER, 1990), so daß das

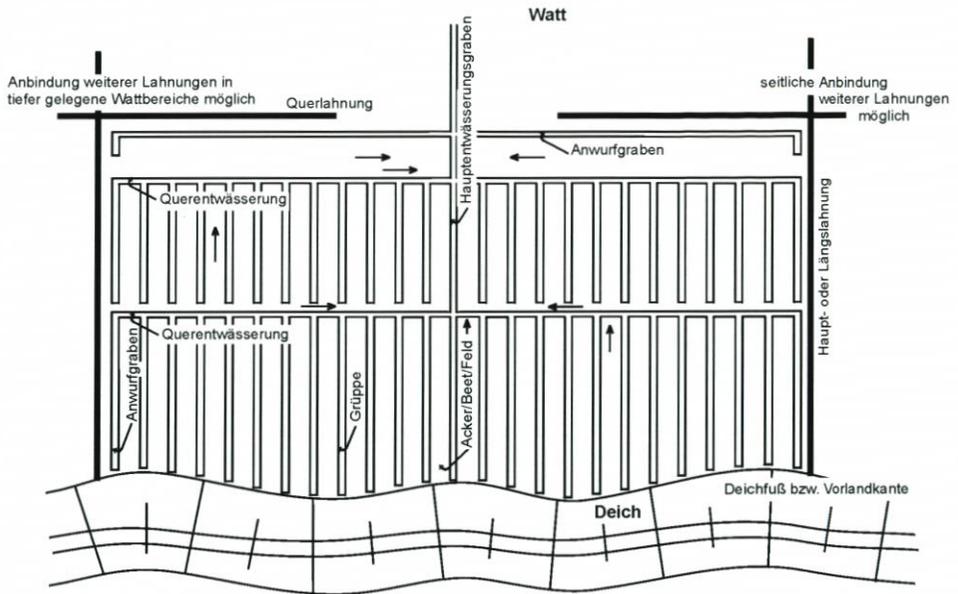


Abb. 4: Prinzipieller Aufbau eines Lahnungsfeldes mit Entwässerungssystem

Wasser nur über, bzw. je nach dem Grad der Porosität, durch die äußere, deichparallele Lahnung ein- und ausströmen kann.

Bis Mitte des 20. Jahrhundert war das Ziel der „künstlichen Landgewinnung“, neue fruchtbare Flächen für die landwirtschaftliche Bewirtschaftung zu gewinnen. Erst seit rd. 30 Jahren ist es – abgesehen von der ökologischen Bedeutung – vorwiegend der Küstenschutz, der sich die positiven Eigenschaften des Vorlandes, d. h. die wellendämpfende und wellenbrechende Wirkung zum Nutzen macht. Die als „Vorwärts-Verteidigung“ bezeichnete Vorlandbildung ist als eine aktive Küstenschutzmaßnahme zu sehen, die als „Energiewandler-System“ den Angriffsbereich der wirkenden Kräfte weiter seewärts verschiebt.

Heute werden Lahnungen in der Regel als sogenannte Buschlahnungen ausgeführt, die aus zwei in den Wattboden gerammten Holzpfahlreihen mit versetzt angeordneten Pfählen bestehen. In den Zwischenraum der Pfahlreihen werden Faschinen gepackt und mit einem verzinkten Draht kreuzweise zwischen den Pfählen verschnürt (Abb. 5). Die Lahnungen werden, insbesondere zum Schutz gegen Eisgang, mit Boden angeworfen. Üblicherweise liegt die Oberkante der Lahnungen auf Höhe des MThw oder  $MThw + 30\text{ cm}$ . In Abhängigkeit von der Wathöhe und nach Möglichkeit nicht tiefer als  $MThw - 0,70\text{ m}$  bis  $MThw - 0,80\text{ m}$  wird in der Regel zunächst ein Lahnungsfeld vor dem Deich als Beruhigungszone errichtet, bevor mit fortschreitender Verlandung weitere Sedimentationsfelder angelegt werden (Tab. 2).

An der ostfriesischen Küste (Tab. 3b) sind, anders als die Buschlahnungen in Schleswig-Holstein (Tab. 3a), die Lahnungen nahezu dicht, d. h. sie werden vom Seewasser nicht durchströmt, und sogar schwere, bühnenartige Konstruktionen wurden eingesetzt. Innovative, von der Tradition gelöste Baukonzepte entstanden in den sechziger und siebziger Jahren. Mit dem Ziel, effektivere Bauformen zu etablieren sowie den Arbeits- und Unterhaltungsaufwand zu minimieren, wurden vermehrt auch Kunststoffe im Lahnungsbau eingesetzt (Tab. 4).

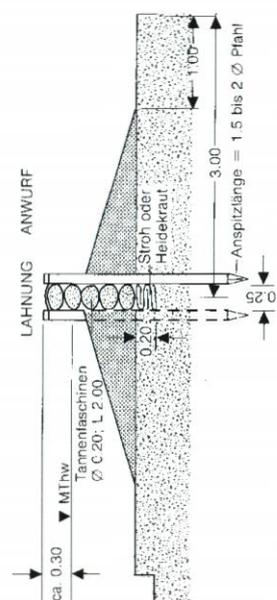
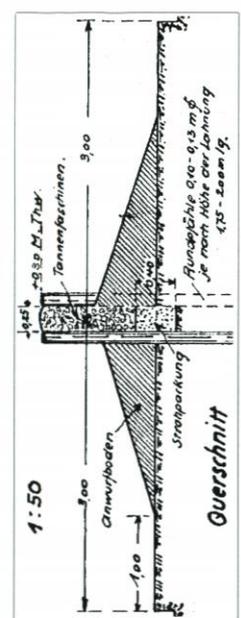
Tab. 2: Ausführung von Lahnungsfeldern für ein „Vorland im Aufbau“ (MELFF, 1995; STOCK et al., 1996)

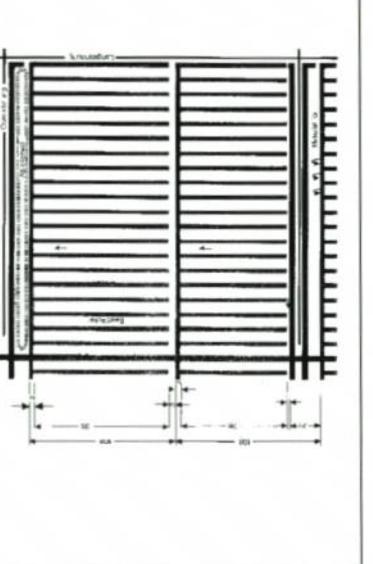
Phase	Bereich	Bezeichnung	Zweck	Arbeiten im Lahnungsfeld	Vorlandarbeiten Entwässerung	Transportdämme	Beweidung
1. Phase	1. Lahnungsfeld	Turbulenzzone	Wellendämpfung Strömungsberuhigung	Unterhaltung Anwurf	Hauptentwässerung	-	-
2. Phase	1. Lahnungsfeld	Anwachszone	Aufbau und Erhaltung von Watt- und Anwachflächen	Unterhaltung Anwurf Begrüpfung	Hauptentwässerung Begrüpfung	(X)	
	2. Lahnungsfeld	Turbulenzzone	Wellendämpfung Strömungsberuhigung	Unterhaltung Anwurf	Hauptentwässerung	-	-
3. Phase	1. Lahnungsfeld	Vorlandzone im Aufbau	Förderung einer geschlossenen Vegetationsdecke	Unterhaltung Anwurf Begrüpfung*	Deichfußentwässerung Hauptentwässerung	X	(X)
	2. Lahnungsfeld	Anwachszone	Aufbau und Erhaltung von Watt- und Anwachflächen	Unterhaltung Anwurf Begrüpfung*	Hauptentwässerung Begrüpfung*	-	-
	3. Lahnungsfeld	Turbulenzzone	Wellendämpfung Strömungsberuhigung	Unterhaltung Anwurf	Hauptentwässerung	-	-

\* Einzelfallentscheidung im Rahmen der Jahrespläne

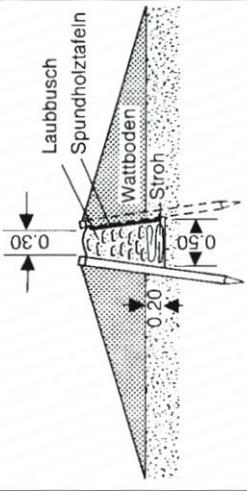
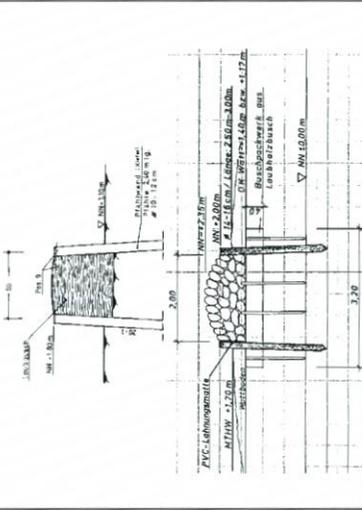
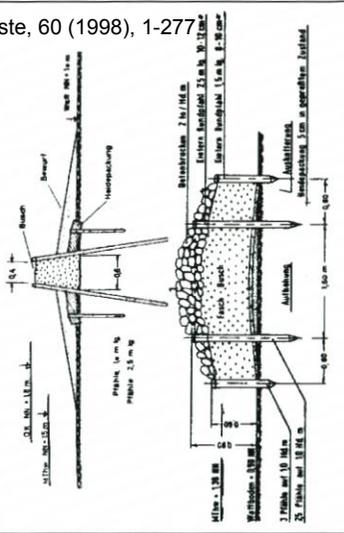
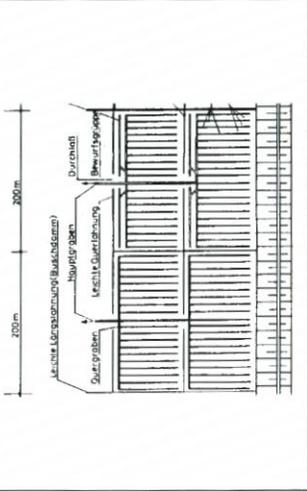
† Transportdämme schaffen Zugangsmöglichkeiten in das Vorland und an die Vorlandkante z. B. für Unterhaltungsarbeiten oder Katastropheneinsätze

Tab. 3a: Ausführung von Lahnungsarbeiten an der schleswig-holsteinischen Küste

	DEUTSCHLAND / SCHLESWIG-HOLSTEIN	Nordfriesland
	Dithmarschen	
<p><b>Lahnungs-konstruktion</b></p>	<p>Pfahldurchmesser: 10 bis 15 cm / Pfahlänge: 1,75 m bis 3,00 m / Pfahlabstand in Längsrichtung: 40 cm / Lichte Weite der Nadelholzpfahlreihen: 25 cm Auf den relativ tief liegenden Wattgebieten (in Senken) werden sog. verstärkte Buschlahnungen gebaut. Nach Verlandung der Buschlahnungen werden Erdämme aufgeworfen. Grundsätzlich sind die Buschlahnungen durchlässig, ihre Faschinenfüllung besteht aus Nadelholz. Die untere Lage der Faschinenfüllung besteht aus einer 10 cm starken in den Wattboden eingegrabenen Heidekrautschicht. Unter dem Anwurf wird ein Deckwerk aus Nadelbuschmatten zur Lagesicherung angeordnet.</p> 	<p>Kronenhöhe i. d. R. 0,30 m, max. 0,5 m ü. M.Thw bzw. 1,00 m bis 1,50 m über Wattboden; optimale Kronenhöhe über Wattboden = 0,80 m Die rd. 20 cm tief in den Wattboden einbindende untere Schicht der Faschinenfüllung wird i. d. R. in den Boden eingetretet, in festere Böden eingegraben und besteht aus herkömmlichem Faschinenmaterial.</p> 

<p>Abmessungen und Anordnung der Lahnungsfelder mit zugehörigen Entwässerungssystemen</p>	<p>Der Hauptlahnungsabstand beträgt i. d. R. 200 m bis 400 m                  Auf sandigen Wärfelchen beträgt die Feldgröße i. d. R. 200 m × 100 m.</p> 	<p>Flächengruppe: 2,25 m × 0,20 m                  Bedarfsentwässerungsgraben: 0,40 m × 0,20 m</p>
<p>Gruppenquerschnitte</p>	<p>Hauptentwässerungsgraben: 3,00 m × 0,40 m                  Quergraben: 2,00 m oder 3,00 m × 0,40 m                  Anwurfgruppe: 2,00 m oder 3,00 m × 0,20 m</p>	<p>häufig sandig</p>
<p>Bodenverhältnisse</p>	<p>häufig schlickig</p>	
<p>Form / Lage der Küste</p>	<p>Die Küste verläuft überwiegend in Nord-Süd-Richtung</p>	

Tab. 3b: Ausführung von Lahmungsarbeiten an der niedersächsischen Küste

	Ostfriesland	DEUTSCHLAND/NIEDERSACHSEN Büdjadigen	Wurster Küste
Lahnungs-konstruktion	 <p>Neben Buschlahmungen werden auch Betonfertigteillahnungen eingesetzt.</p>		
Abmes-sungen und Anordnung der Lah-mungsfelder mit zuge-hörigen Ent-wässerungs-systemen		<p>I. d. R. werden buhnenförmliche Lahmungsfelder (250 m parallel und 250 m bis 300 m senkrecht zur Küste) angelegt. Gegen dro-hende Salzwasserverluste werden Parallelwerke angeordnet. Buschlahmungen werden nur an geschützten Stellen eingesetzt.</p>	<p>Es werden Lahmungsfelder aus Buschlahmungen der Größe 200 m senkrecht, 400 m parallel zur Küste angelegt. Am nördlichen Küsten-abschnitt werden bevorzugt Lahmungsfelder aus schweren Lahnun-gen der Größe 400 m x 300 m, am mittleren vorwiegend leichte ange-legt. Am südlichen, von der Weser beeinflussten Küstenabschnitt be-finden sich keine Lahmungsfelder, sondern Bühnen</p>
Gruppen-querschnitte	<p>Es werden Trapez-, Rechteck- oder halbelliptische Profile aus-geführt.</p>	<p>Die Querschnitte entsprechen, mit Ausnahme im tiefen Watt (Trapezprofile), denen in Ostfriesland.</p>	<p>Es werden Rechteckprofile ausgeführt.</p>
Bodenver-hältnisse	<p>Mischwatt</p>	<p>Mischwatt</p>	<p>Mischwatt</p>
Form/Lage der Küste	<p>Die Küste verläuft in Ost-West-Richtung. - Küste mit vorgelagerten Barriereinseln - Meeresbuchten</p>	<p>Die Küste verläuft in Ost-West-Richtung. - Küste mit Barriereinseln - Küste wurde bis zum Bau der Weserkorrektionswerke vom Büdjadinger Weserarm erodiert; heute sind Verlandungsten-den vorherrschend</p>	<p>Die Küste verläuft in Nord-Süd-Richtung. - Küste ohne Barriereinseln - Die Breite des Wats nimmt nach Süden hin ab. - Abschnittsweise erfolgt ein Energieeintrag durch auf die Küste gerichtete Wattströme.</p>



Tab. 3c: Ausführung von Lahnungsarbeiten an der dänischen, niederländischen und britischen Küste, Teil II

Gruppenquerschnitte	Dänemark	Niederlande	Großbritannien (beispielhaft für die südliche Ostküste)
	<p><b>Standardabmessungen:</b>                      Tiefe: 0,25 m                      Breite: 0,30 m bis 0,35 m                      Gruppenabstand: 6,00 m                      Beetbreite: 5,65 m bis 5,70 m                      Die maximale Gruppenlänge beträgt 200 m.                      Es existiert kein durchgehender Hauptgraben.</p>	<p>Die Gruppenquerschnitte entsprechen den ostfriesischen Querschnitten.</p>	<p>Ähnlich wie in den Niederlanden erfolgt eine Orientierung an der „Schleswig-Holstein-Methode“.                      Auf die Herstellung von Entwässerungssystemen wird i. d. R. verzichtet.</p>
<b>Bodenverhältnisse</b>	häufig sandig	vielerorts sandig	
<b>Form / Lage der Küste</b>	Die Küste verläuft i. w. in Nord-Süd-Richtung	Die Küste verläuft in den Bereichen mit Lahnungsbauwerken – ähnlich wie in Ostfriesland – vorwiegend von West nach Ost.	<i>Hier beispielhaft für die südliche Ostküste Englands.</i>

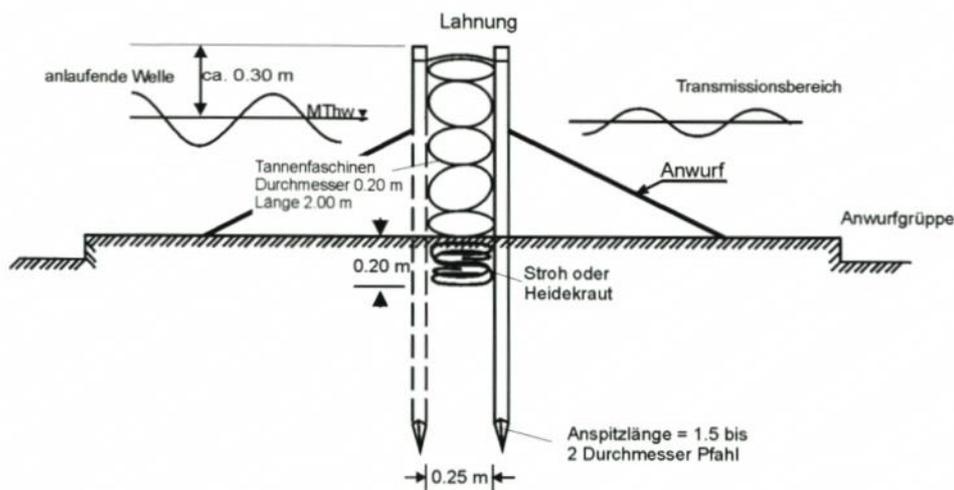


Abb. 5: Aufbau und Abmessungen einer im nördlichen Teil Schleswig-Holsteins typischen Buschlahnung

Tab. 4: Lahnungsbauweisen in Ostfriesland (ERCHINGER, 1976)

Leichte Lahnungen	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Buschlahnungen</li> <li>• Lahnungen mit geschlitzter oder gelochter Kunststoffplatte</li> </ul>
Niedrige, schwere Lahnungen	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Beton-Fertigteillahnung</li> <li>• Schlauchlahnung</li> </ul>
Hohe, schwere Lahnungen	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Steindamm aus Natursteinen, ältere Bauweise</li> <li>• Steindamm aus Natursteinen, neuere Bauweise</li> <li>• Schwere Lahnung mit Betonsteinbedeckung</li> <li>• Schwere Lahnung mit Beton- oder Schüttsteinbedeckung und einem Kern aus Hüttenrückständen</li> <li>• Schwere Beton-Fertigteillahnung mit Schüttsteinvorlage</li> <li>• Schüttsteindamm ohne Kern auf breiter Filtermatte</li> </ul>

Hat das Vorland eine gewisse Höhe (rd. MThw - 0,50 m bis MThw - 0,30 m) erreicht und sich durch Aufschlickung ein Gefälle zum Außenwatt eingestellt, wird traditionellerweise zur Entwässerung ein künstliches Grabensystem, bestehend aus Hauptentwässerungsgraben, Querentwässerungsgräben, mitunter Ableitern und kleinen Gräben in das Vorland gezogen (BOTHMANN, 1941; ERCHINGER, 1982). Diese kleinen Gräben werden an der schleswig-holsteinischen Küste als „Grüppen“ bzw. „Grüppel“, in Niedersachsen häufig als „Schlote“ bezeichnet.

Um den Abfluß in den Grüppen zu gewährleisten, wird in regional unterschiedlichen Intervallen der Boden erneut ausgehoben; es wird gegrüppt. Traditionell wird der Aushub aus den Grüppen auf die Mitte des sogenannten Ackers (auch: Beet oder Feld) plaziert, so daß ein gleichmäßig hoher Wall entsteht. Der Aushubwall kann während der Tiden überflutet werden, wird jedoch im wesentlichen nicht abgetragen, so daß von einer beschleunigten Aufhöhung der Vorlandbereiche ausgegangen wird (z. B. KAMBECK, 1980; ERCHINGER et al., 1994). Ursprünglich wurde die Begrüppung nur von Hand vorgenommen. Seit etwa 1950 werden Spezialgeräte wie Grüppenbagger und Fräßrad eingesetzt.

Um eine schnellere Aufschlickung zu erzielen, wurde mit Beginn der 30er Jahre die natürliche Entwicklung einer Vegetation beschleunigt, indem Queller- und Schlickgraspflanzen ausgesät wurden. Eigens für die Quellerpflanzungen wurde in den 40er Jahren sogar ein spezieller, von zwei Personen zu bedienender Watt-Drillschlitten entwickelt, der in den 50er Jahren im Rahmen von Neulandgewinnungsmaßnahmen (Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog) noch eingesetzt wurde.

Überblick über die heute üblichen bzw. zuletzt angewandten Methoden der Vorlandbildung in Deutschland, Dänemark, den Niederlanden und Großbritanniens gibt Tab. 3.

Die historische Entwicklung der Arbeiten zur Vorlandbildung, die Ausführung der Lahnungsarbeiten und Gröppenprofile und die Begrüppungsmethoden, -maschinen und Gröppfrequenzen entlang der deutschen Nordseeküste sind regional sehr unterschiedlich. Ihre Wirksamkeit im Vergleich wurde bisher nicht nachgewiesen, weshalb sich im ingenieurtechnischen Sinne keine standardisierten Bemessungsgrößen bzw. Empfehlungen für eine Auslegung ableiten lassen.

#### 4. Morphologie des Vorlandes

Die Inselgruppen an der Ost- und Nordfriesischen Küste halten den Seegang von der hinter ihnen liegenden Festlandsküste fern. Die an der schleswig-holsteinischen Westküste zu den Inseln und Halligen führenden und als künstliche Wattwasserscheiden wirkenden Verbindungsdämme erhöhen zusätzlich die Schutzwirkung. Demnach ist dort die natürliche Tendenz des Absetzens von Sedimenten positiv (HEISER, 1933). Dieser Effekt wird an den hohen, sturmflutfreien Dämmen wie dem Hindenburgdamm und dem Nordstrander Damm deutlich. DIJKEMA et al. (1990) schreiben dem Schutz durch Barriere-Inseln aber auch eine negative Wirkung zu: Der Schwebstoffgehalt des Wassers ist auf der Rückseite der Inseln geringer als im Bereich ungeschützter Watten.

Der relative Einfluß der täglichen Tiden gegenüber Sturmfluten auf die vorlandbildenden Prozesse ist derzeit noch nicht quantifizierbar. Sicher erscheint jedoch, daß für die morphologischen Veränderungen im Küstenvorfeld weniger extreme Ereignisse als das tägliche Tide- und Seegangsgeschehen maßgebend sind, obwohl augenfällige Schäden meist durch Sturmbedingungen in Verbindung mit extremen Wasserständen hervorgerufen werden (EAK, 1993). So wurde im KFKI-Forschungsvorhaben „Erosionsfestigkeit von Hellern“ für mittlere Tiden, die die Hellerkante beanspruchen, eine besonders starke Erosion des Vorlandes festgestellt, während die Wirkung einer schweren Sturmflut mit hohem Wasserstand über dem Heller den Bestand der Salzwiesen weniger gefährdet (ERCHINGER et al., 1994).

Für ausgewählte Vorlandgebiete an der deutschen Nordseeküste wurden von OSTERTHUN (z. B. 1993b) Profile der Sedimentation ermittelt. Die sehr verschiedenen Profile zeigen, daß unterhalb MThw  $-0,60$  m Akkumulationsraten von bis zu  $0,20$  m/a auftreten können, die jedoch in den nachfolgenden Jahren durch geringere Sedimentationsraten oder Erosionen wieder ausgeglichen werden. „Langfristig stellen sich Akkumulationsraten mit normaler stetiger Abnahme über die Untersuchungsgebietstiefe ein, so daß ein gleichmäßiger Gesamtveränderungsprozeß entsteht. Die Größe der Akkumulations- oder Erosionsraten ist von der vorhandenen Geländeneigung abhängig. Zwischen MT<sub>1/2w</sub> und MThw bleibt in Abhängigkeit von der während des Entwicklungsprozesses erreichten Geländehöhe die im Untersuchungsgebiet für diese Höhe typische Geländeneigung langfristig erhalten (Tab. 5), so daß es zu einer Parallelverschiebung des mittleren Geländeprofiles kommt“ (OSTERTHUN, 1993a). Am Übergang vom Vorland zum hohen Watt stellt sich ein Gefällewechsel ein, der

durch abnehmende Akkumulationsraten oberhalb des MThw infolge geringerer Überflutungshäufigkeiten bei zunehmender Geländehöhe bedingt ist. Die landseitige Vorlandhöhe überschreitet bei Tidehuben > 3,00 m eine Grenzhöhe von MThw + 0,54 m nicht (OSTERTHUN, 1993a). Daher verflacht das mittlere Profil im Vorlandbereich.

Tab. 5: Klassifizierung des hohen Watts oberhalb MT1/2w (OSTERTHUN u. PARTENSKY, 1991)

Typ	Form	Tidehub [m]		Akkumulationsraten bzw. -verlauf zwischen MThw und MT1/2w	Stabilität
		min	max		
1		2,30	3,30	im landnahen Bereich überwiegend gleichmäßig und positiv	stabilster und häufigster Formtyp
2		2,13	3,40	unregelmäßig, nur bei kleinem Tidehub gleichmäßig	im unteren High-Mesotidal-Bereich stabil
3		3,15	3,30	unregelmäßig, teilweise sehr hoch, bereichsweise wechselnd	nicht sehr stabil
4		2,80	3,55	unregelmäßig, über die Vorlandtiefe	häufig nur Zwischenstadium in der Entwicklung, selten stabil
5		3,40		stark wechselnd zwischen Erosionen und Akkumulationen	tritt nur als Zwischenstadium in der Entwicklung auf

## 5. Einflußgrößen bei Strömungs- und Sedimentationsvorgängen in Lahnungsfeldern

Die Wirksamkeit oder die Fähigkeit von Lahnungen, Schwebstoffe und Sedimente im Wasser zur Ablagerung zu bringen, sie am Boden zu halten, zu konsolidieren und so zu einer Auflandung von Wattflächen zu führen, hängt von einer Vielzahl von Parametern ab, die in enger Wechselwirkung zueinander stehen (Abb. 6):

- Tide und Seegang und die daraus resultierenden Strömungen
- morphologische/sedimentologische Bedingungen
- Lahnungscharakteristika Geometrie, Anordnung, relative Höhe und Durchlässigkeit der Lahnung
- biologische, chemische und physikalische Einflüsse durch Flora und Fauna des Wattbodens
- Eisgang
- Vorlandmanagement, u. a. Begrüppung, Unterhaltung von Lahnungen, Beweidung

In einem Tidemodell des FRANZIUS-INSTITUTS (ROSE, 1955; ENGEL, 1963) wurden in den Jahren 1952 bis 1955 die Anordnung von Lahnungsbauwerken im Watt und ihre Wirkung sowie der Tideverlauf in einem Priel mit zugehöriger Wattfläche untersucht.

Die Untersuchungen zeigten, daß bei mittleren Tiden der Priel (ohne angrenzende Wattfläche) auf seiner ganzen Länge bis zur Höhe des mittleren Tidehochwassers verlandet.

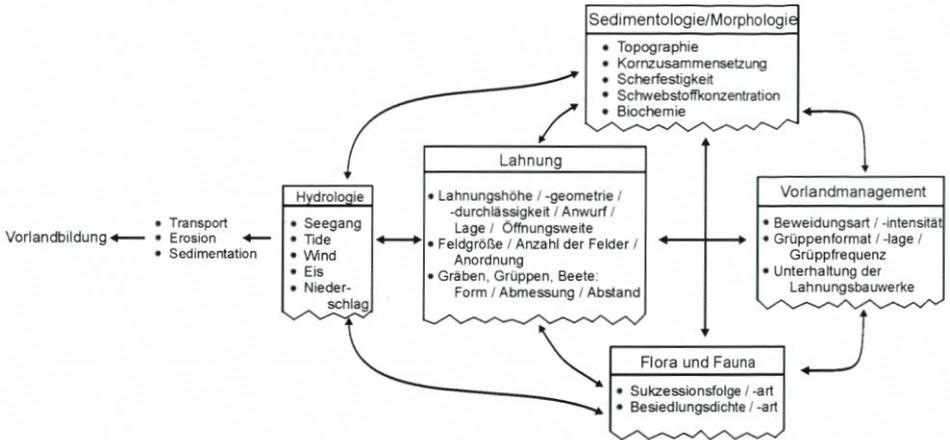


Abb. 6: Parameter der Vorlandbildung und Wechselwirkungen im Küstenvorfeld

Eine weitere Untersuchung mit fächerförmig angeordneten Sedimentationsfeldern zeigte keine günstigere Auflandung als in vergleichbaren rechteckigen Lahnungsfeldern. Die Versuche können wegen der Verzerrung der Maßstäbe und der nicht maßstäblichen Simulation der Sedimentationsvorgänge nur begrenzte und qualitative Aussagen geben. Sonstige Erkenntnisse aus Untersuchungen über die optimalen Abmessungen von Lahnungsfeldern liegen nicht vor.

Im KFKI-Teilprojekt „Wattseegang“ (NIEMEYER et al., 1995) zeigte sich, daß bei erhöhten Wasserständen Wellenhöhen in einem Lahnungsfeld sowohl höher als auch niedriger als auf den vorgelagerten Wattflächen sein können. Ähnliche Beobachtungen werden von DIJKEMA et al. (1990) beschrieben, die eine maximale Lahnungsfeldgröße von 200 m × 200 m zur Eingrenzung der Fetchlänge empfehlen, weil anderenfalls die durch das Lahnungsbauwerk gedämpften Wellen im Lahnungsfeld wieder angefacht werden können. Im ostfriesischen Wattenmeerraum wurden die Abmessungen daher auf 100 m × 100 m reduziert (STAIK, 1994, mdl.).

## 6. Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Lahnungen

### 6.1 Methodik

Um eine Grundlage für eine Beurteilung einzelner Elemente und Parameter einer Lahnung hinsichtlich ihrer Wirkung auf Wellen, Strömung und Sedimentation zu erhalten, die später auch in Empfehlungen für Bemessungen und Anordnungen einfließen können, wurden zwei Untersuchungslinien verfolgt (Abb. 7; Tab. 6).

Alle hydromechanischen Einflußgrößen beeinflussen das Absetzverhalten. In diesem Beitrag wird daher nur hierauf näher eingegangen und der Strömungswiderstand der Buschlahnungen und die Wellendämpfung durch Buschlahnungen in Laboruntersuchungen bestimmt sowie mit Messungen in der Natur verglichen. Mit diesen Kenntnissen lassen sich in einem zweiten Schritt die Strömungsfelder und daraus resultierende Sedimentationen bzw. Erosionen im numerischen Modell simulieren.

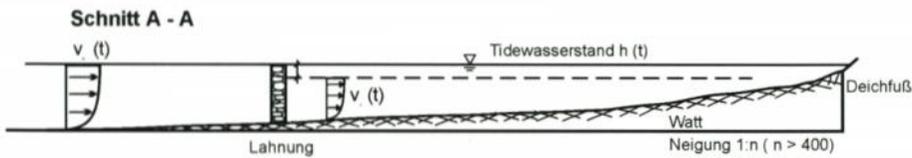
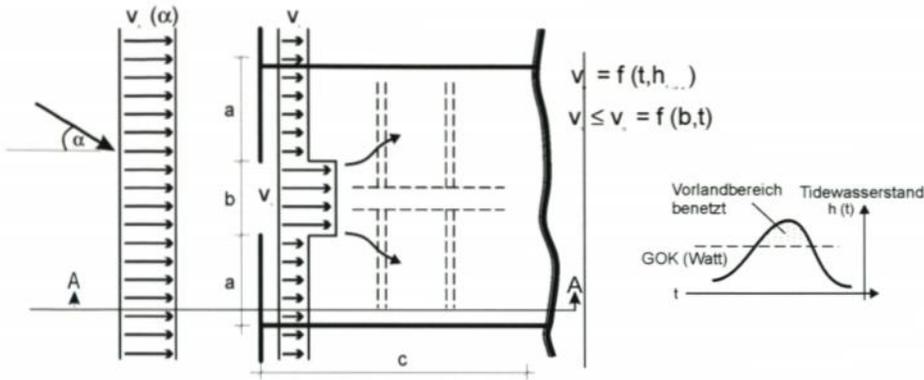


Abb. 7: Topographie, Geometrie und Wasserstände in einem Lahnungsfeld

Tab. 6: Einflußgrößen bei Strömungs- und Sedimentationsvorgängen in Lahnungen

Hydromechanische Einflüsse in Lahnungen	Sedimentation / Absetzverhalten
<p>Topographie Wasserstand <math>h(t)</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Wellen / Wellendämpfung</li> <li>- Strömungsgeschwindigkeit <math>v(t), w(t)</math></li> <li>- Feldgröße / Fetch</li> <li>- Öffnungsweite</li> <li>- Lahnungshöhe</li> <li>- Lahnungsdurchlässigkeit</li> <li>- Gräben</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Konzentration</li> <li>- Kornzusammensetzung</li> <li>- Kornverteilung</li> <li>- Flockung</li> <li>- Salzgehalt</li> </ul>

## 6.2 Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes

Der Widerstand bzw. die Durchlässigkeit eines porösen Bauwerkes lassen sich durch die Messung der Energiedifferenzen beim Durchströmen anhand der Wasserspiegellagen vor und hinter den Bauwerken bestimmen (Abb. 8).

In einer Strömungsrinne mit fester Sohle wurden daher zur Analyse des Durchströmungsverhaltens von Buschlahnungen Ausschnitte verschiedener Lahnungsbauweisen im Maßstab 1:1 naturgetreu nachgebildet (Tab. 7). Für verschiedene tideabhängige – im Modell stationäre – Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten wurden Messungen der Wasserstände und der Geschwindigkeiten vor und hinter dem Lahnungsbauwerk durchgeführt (Abb. 9).

Die Lahnung wurde aus den in der Natur eingesetzten Materialien (Buschwerk, Pfähle, Draht) so eingebaut, daß sie den Ausführungsvorschriften des AMTES FÜR LAND- UND WAS-

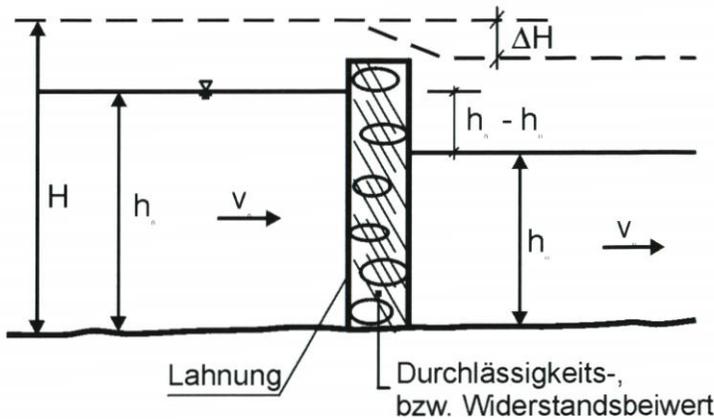


Abb. 8: Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes

SERWIRTSCHAFT (ALW) HUSUM entsprach. Es ist anzumerken, daß dieser Einbauzustand dem in der Natur nur unmittelbar nach dem Einbau entspricht. In der Natur setzen sich saisonal und regional variabel im Verlauf weniger Wochen nach Herstellung und Anwurf der Lahnungen Sedimente sowie organische und anorganische Materialien zwischen das Buschwerk und verringern durch diese Verdichtung den Grad der Porosität.

Um die labortechnischen Schwierigkeiten mit Buschwerk bei Serienversuchen zu umgehen, wurden die Nadelholzfaschinen im Zwischenraum der Buschlahnung durch den Einbau von äquivalenten Filterplatten schematisiert (Tab. 7). Die Wahl fiel auf einen Langloch-

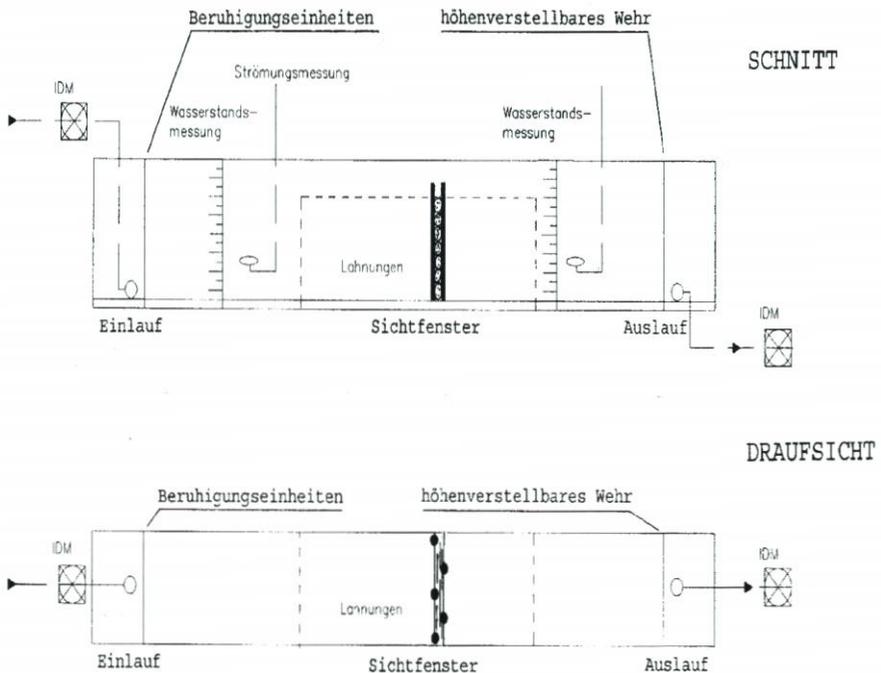
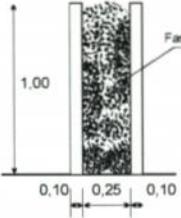
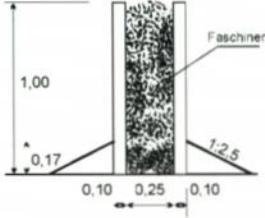
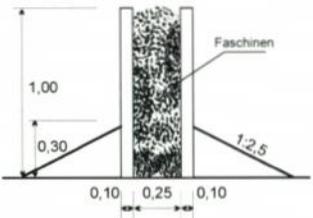
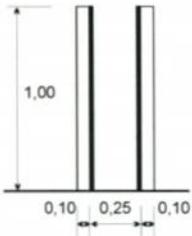
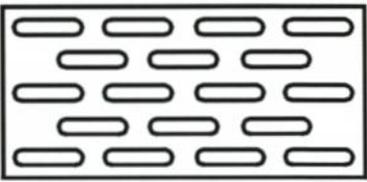
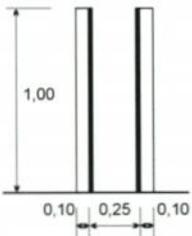
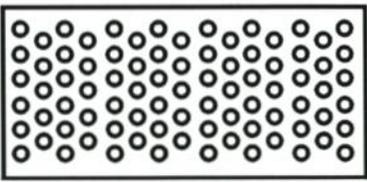


Abb. 9: Strömungsrinne mit Betriebseinrichtungen und Lahnungseinbauten

Tab. 7: In der Strömungsrinne untersuchte Lahnungsvarianten und Filter mit äquivalenten Durchlässigkeiten

Variante	Aufbau der Lahnung im Modell
<p>S-1 Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf</p>	
<p>S-2 Buschlahnung mit 1:2,5 geneigten seitlichem Anwurf und einer Höhe von 0,17 m</p>	
<p>S-3 Buschlahnung mit 1:2,5 geneigtem seitlichem Anwurf und einer Höhe von 0,30 m</p>	
<p>S-4 Mit Langlochfiltern simulierte Lahnung</p>	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Porosität = rd. 30 %</p>  </div> </div>
<p>S-5 Mit Rundlochfiltern simulierte Lahnung</p>	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Porosität = rd. 25 %</p>  </div> </div>

und einen Rundlochfilter, da bislang unklar ist, ob die durch natürliche Faschinen vorhandenen offenen Zwischenräume einer Buschlahnung eher schlitzartigen oder aber annähernd gleichmäßig verteilten punktförmigen Öffnungen entsprechen.

### 6.3 Versuchsergebnisse

Ein Vergleich der Wasserstände im Ober- und Unterwasser der Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf (Variante S-1), mit einem seitlichen Anwurf von 0,17 m Höhe (Variante S-2) und einem Anwurf von 0,30 m Höhe (Variante S-3) in Abhängigkeit vom Durchfluß zeigt, daß für die Lahnung mit einem Anwurf von 0,17 m Höhe im Vergleich zur Lahnung ohne Anwurf nur geringfügige Abweichungen des Wasserstandes im Unterwasser eintreten. Der Anwurf von 0,30 m Höhe hingegen erhöht den Durchströmungswiderstand der Lahnung in der Art, daß der Wasserstand im Unterwasser reduziert wird (Abb. 10) und die Strömungsgeschwindigkeit zunimmt.

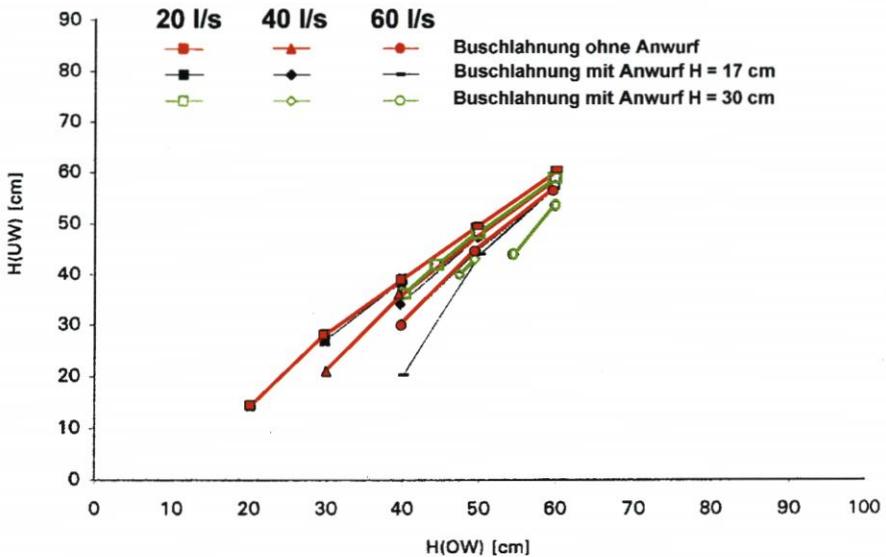


Abb. 10: Abhängigkeit des Wasserstandes vor der Lahnung (H(OW)) vom Wasserstand hinter der Lahnung (H(UW)) für verschiedene Durchflüsse ( $Q = 20 \text{ l/s}$ ,  $40 \text{ l/s}$  bzw.  $60 \text{ l/s}$ ) für Lahnungen mit und ohne seitlichen Anwurf

Von den bei den Versuchen verwendeten Einbauten als Buschlahnung (Var. S-1) und als durch Filter schematisierte Lahnungen zeigte sich, daß der Langlochfilter (Var. S-4) im Vergleich zum Rundlochfilter (Var. S-5) das Systemverhalten einer Buschlahnung weniger gut abbilden kann. Durch systematisches Verstopfen von Öffnungen des Rundlochfilters konnte der Verbauungsgrad bzw. die Porosität der Buschlahnung erreicht werden. Sind 79,5 % des Querschnittes durch den Rundlochfilter verbaut, d. h. 20,5 % des Querschnittes durchlässig, stellt sich für variable Durchflüsse ein nahezu gleiches hydraulisches Verhalten wie bei der Buschlahnung ein (Abb. 11). Die Durchlässigkeit (Porosität) der Buschlahnung wurde deshalb zu 20 % festgelegt.

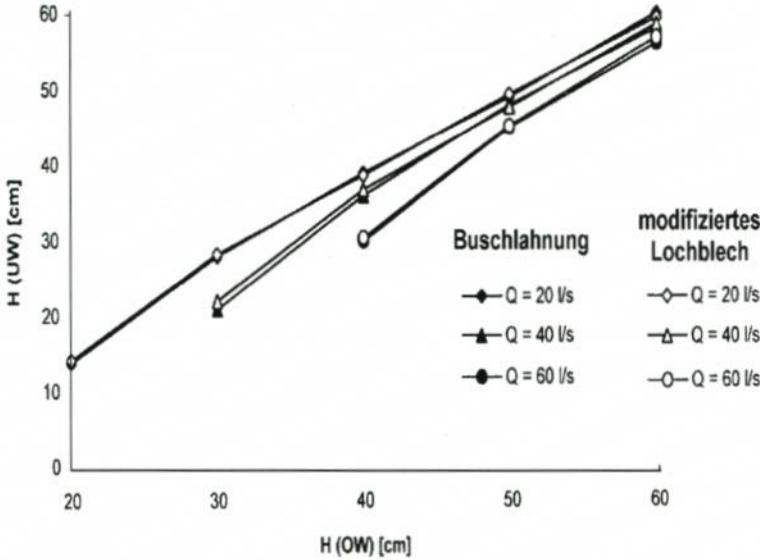


Abb. 11: Vergleich der Wasserstände  $H(OW)$  und  $H(UW)$  für die Buschlahnung und das modifizierte Lochblech

## 7. Untersuchungen zur Transmission von Wellen an Buschlahnungen

### 7.1 Transmission von Wellen

Die Transmission von Wellen in den Schutzbereich eines permeablen Bauwerks ist das Ergebnis von Reflexionen der Wellen und von Energieumwandlungsvorgängen im Bauwerksbereich. Der Transmissionskoeffizient  $k_T$  ist definiert als das Verhältnis von Wellenhöhe im Transmissionsbereich  $H_T$  zur Ausgangswellenhöhe  $H_i$  (vgl. Abb. 12):

$$k_T = H_T / H_i \quad (7-1)$$

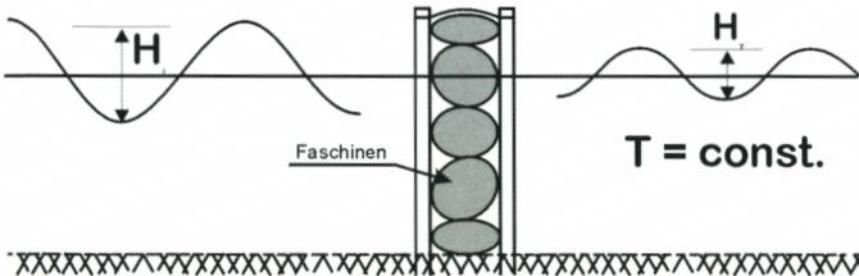


Abb. 12: Transmissionsverhalten einer Welle der Höhe  $H_i$  an einer Buschlahnung

## 7.2 Bestimmung des Transmissionskoeffizienten im Wellenkanal

Zum Transmissionsverhalten von Buschlahnungen wurden Untersuchungen in einem Wellenkanal durchgeführt (Abb. 13).

In den Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS am Schneiderberg ( $L = 118$  m,  $B = 2,2$  m,  $T = 1,2$  m) wurden Ausschnitte einer 0,40 m bis 1,00 m hohen und 0,25 m bis 0,75 m breiten Buschlahnung im Maßstab 1:1 eingebaut.

Für verschiedene Lahnungsvarianten wurden Transmissionskoeffizienten bei variablen Wasserständen und Seegangsbedingungen in Abhängigkeit folgender Parameter ermittelt:

- Bauwerksbreite  $B$
- Relative Bauwerkshöhe  $h/d$  ( $h =$  Bauwerkshöhe,  $d =$  Wassertiefe) am Bauwerk,
- Grad der Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom gewählten Füllmaterial bzw. einem seitlichen Anwurf

Folgende Lahnungsvarianten wurden untersucht:

- W-1: Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 1,00$  m und Breite  $B = 0,25$  m
- W-2: Buschlahnung mit 1:3,33 geneigtem und 0,60 m hohem seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 1,00$  m und Breite  $B = 0,25$  m
- W-3: Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 0,70$  m und Breite  $B = 0,25$  m
- W-4: Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 0,70$  m und Breite  $B = 0,50$  m
- W-5: Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 0,70$  m und Breite  $B = 0,75$  m
- W-6: Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 0,40$  m und Breite  $B = 0,25$  m
- W-7: Mit Rauhpunddielen gedichtete Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf mit Höhe  $h = 0,40$  m und Breite  $B = 0,25$  m wie sie den Ausführungsvorschriften des STAATLICHEN AMTES FÜR INSEL- UND KÜSTENSCHUTZ (STAIK) NORDEN entspricht. Mit der Annahme, daß an der Buschlahnung bereits eine Sedimentation erfolgte, wurde die Höhe der Varianten W-6 und W-7 auf 0,40 m reduziert.

Die Untersuchungen wurden mit regelmäßigen Wellen und mit Spektren ( $0,10$  m  $\leq H_s \leq 0,30$  m;  $1$  s  $\leq T_p \leq 3$  s) durchgeführt (vgl. Abb. 14). Die Kombinationen der Zeitbereichs- bzw. Frequenzbereichsparameter für die Untersuchungen wurden anhand der in der Natur gemessenen und analysierten Seegangsdaten ausgewählt. Aus Untersuchungen mit Wellen unterschiedlicher Angriffsrichtungen ergab der senkrechte Wellenangriff den ungünstigsten Lastfall (GRÜNE u. KOHLHASE, 1975), der auch für die Transmission an Lahnungen angenommen wurde.

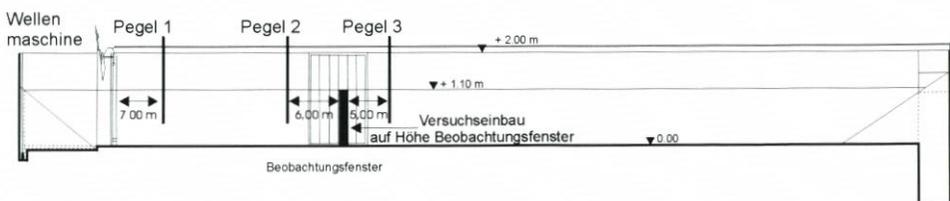


Abb. 13: Versuchsanordnung im Wellenkanal am Schneiderberg

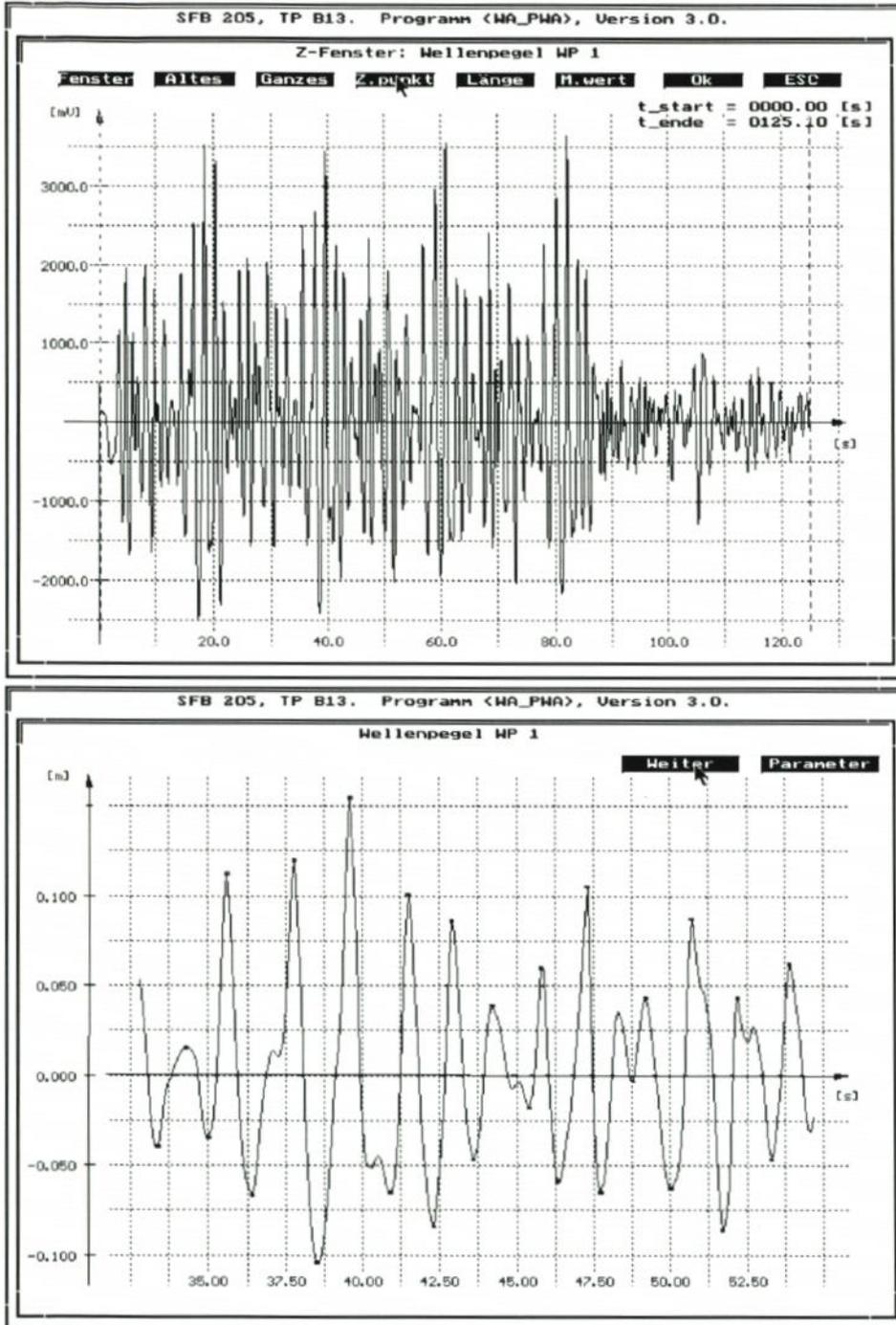


Abb. 14: Beispiel eingesteuerter Spektren (oben) und Auswahl eines Spektrums der Welleneingangs-  
höhe (unten)

Die Auswertung der Versuche erfolgt anhand der Reflexionsanalyse nach MANSARD u. FUNKE (1980) unter Anwendung der FAST FOURIER TRANSFORMATION, ausgehend vom ZERO-DOWN-CROSSING-Verfahren.

### 7.3 Versuchsergebnisse

Ein Vergleich der Untersuchungen mit Variante W-1 und Variante W-2 zeigt verschiedene Ergebnisse. Während der Transmissionskoeffizient  $k_T$  bei einer Buschlahnung ohne Anwurf (Var. W-1) sowohl von der Wellenhöhe als auch von der Wellenperiode abhängig ist, weisen die Ergebnisse der Versuche mit einer Buschlahnung mit seitlichem Anwurf (Var. W-2) nahezu keine Abhängigkeit von der Ausgangswellenhöhe bzw. -periode auf. Für die untersuchten Wasserstände ist die Buschlahnung mit seitlichem Anwurf (Var. W-2) im Vergleich zur Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf (Var. W-1) als wirkungsvoller einzuschätzen (Abb. 15).

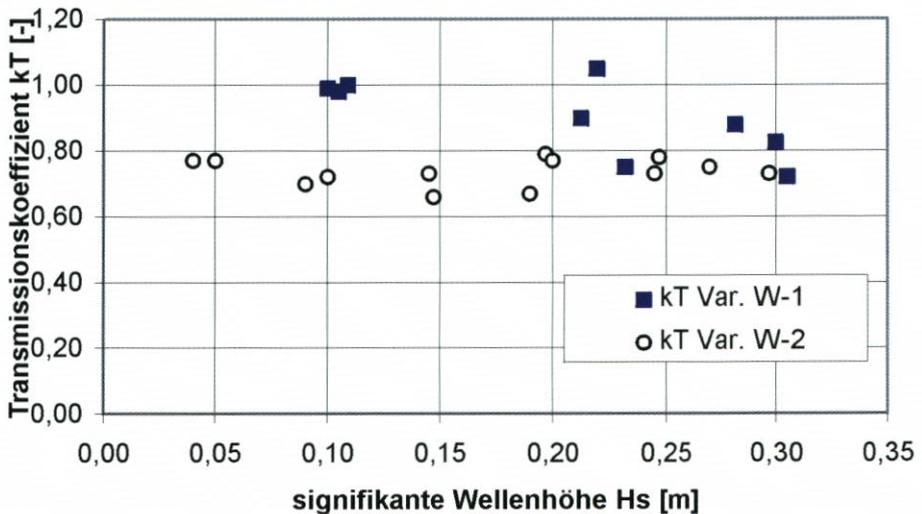
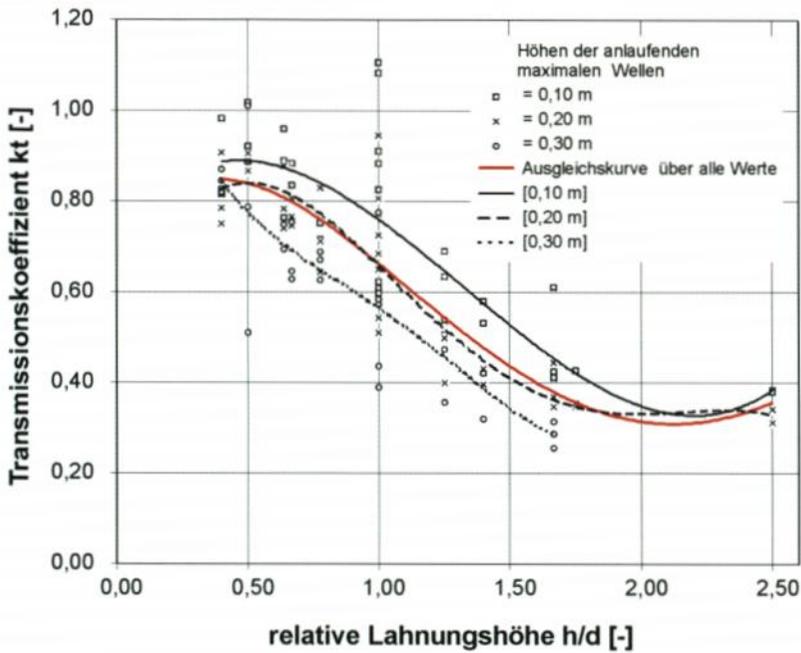


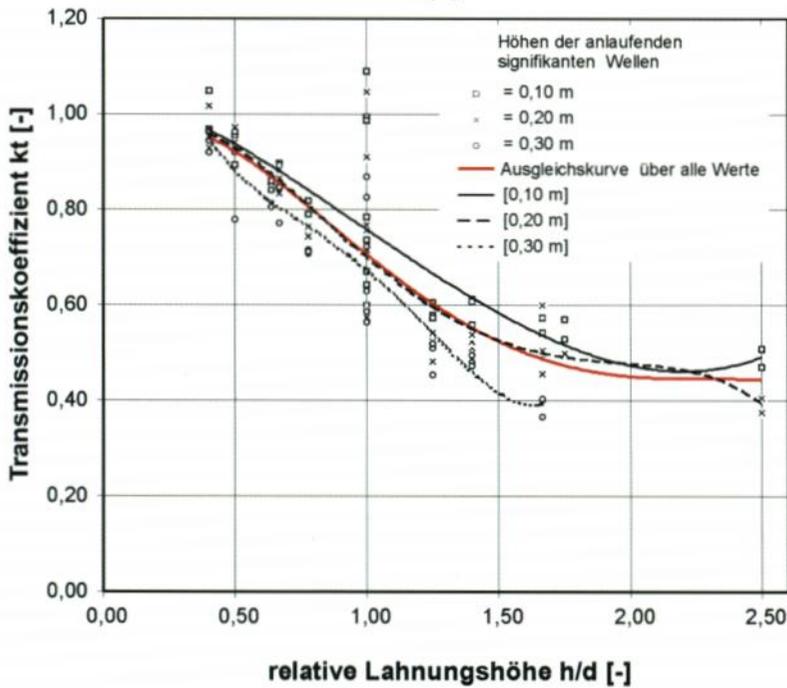
Abb. 15: Vergleich der Transmissionskoeffizienten  $k_T$  der Varianten W-1 (Lahnung ohne Anwurf) und W-2 (Lahnung mit Anwurf) in Abhängigkeit von der signifikanten Wellenhöhe für eine Wassertiefe von 1,00 m

Die Untersuchungsergebnisse der Varianten W-1, W-3 und W-6 (Buschlahnungen ohne seitlichen Anwurf, Höhen = 1,00 m, 0,70 m bzw. 0,40 m) sind in Abb. 16 zusammengefasst. Es zeigt sich, daß höhere Ausgangswellen (Abb. 16a) besser als niedrigere (Abb. 16b) gedämpft werden. Für Wassertiefen bis etwa zur Bauwerksoberkante ( $h/d > 1,75$  bis  $h/d > 1,00$  m) zeichnet sich eine im wesentlichen lineare Zunahme der Transmissionskoeffizienten ab. Mit zunehmender Wassertiefe über dem Bauwerk nähert sich der Koeffizient einem Grenzwert an.

Ein Vergleich der Ergebnisse für die schmale Buschlahnung W-1 ( $B = 0,25$  m) mit den Ergebnissen der Varianten W-4 ( $B = 0,50$  m) und W-5 ( $B = 0,75$  m) zeigt mit zunehmender Bauwerksbreite abnehmende Transmissionskoeffizienten (Abb. 17). Dies gilt insbesondere für Wasserstände bis etwa zur Lahnungsoberkante ( $h = d$ ). Bei Wasserständen oberhalb der



(a)



(b)

Abb. 16: Transmissionskoeffizienten der maximalen (a) und signifikanten Wellenhöhen (b) in Abhängigkeit von der relativen Bauwerkshöhe  $h/d$  für die Varianten W-1, W-3 und W-6

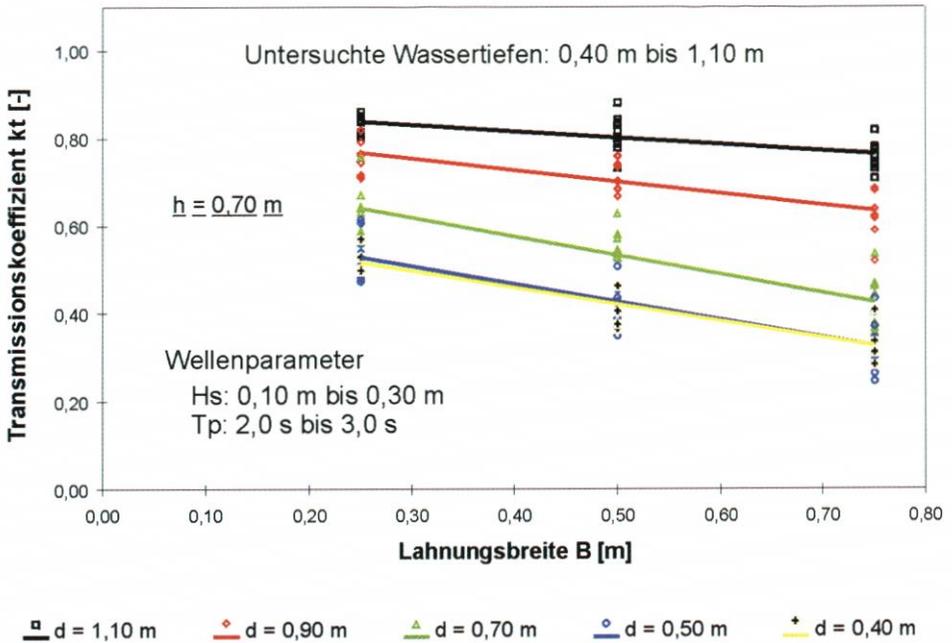


Abb. 17: Vergleich der Transmissionskoeffizienten der signifikanten Wellenhöhen für Lahnungsbreiten von B = 0,25 m, 0,50 m und 0,75 m

Lahnungsoberkante konzentrieren sich die Transmissionskoeffizienten stärker und nähern sich einem „gemeinsamen Grenzwert“ von ca. 0,80 an.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse der Varianten W-6 (Buschlahnung,  $h = 0,40$  m,  $B = 0,25$  m) und W-7 (gedichtete Buschlahnung,  $h = 0,40$  m,  $B = 0,25$  m) weist auf eine effektivere Dämpfung des Seegangs im Bereich von Wasserständen bis zu rd. 0,40 m über der Lahnungsoberkante ( $d = 0,80$  m) durch die Lahnungsvariante W-7 hin. Für höhere Wasserstände können wesentliche Unterschiede zwischen den Varianten W-6 und W-7 nicht ermittelt werden; der Transmissionskoeffizient nähert sich für beide Varianten einem Grenzwert von rd. 0,95 an (Abb. 18).

#### 7.4 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Messungen in der Natur

Die im Wellenkanal durchgeführten Versuche wurden so konzipiert, daß ein Vergleich mit den für das Testgebiet „Ockholm“ ausgewerteten Seegangsmessungen möglich ist. Abb. 19 zeigt Modelldaten der Variante W-3 (Buschlahnung ohne seitlichen Anwurf,  $h = 0,70$  m,  $B = 0,25$  m) sowie Meßdaten des Testgebietes „Ockholm“ im Januar 1995. Sowohl für die Transmissionskoeffizienten der signifikanten als auch der maximalen Wellenhöhen stimmen die Modelldaten in ihrem Verlauf mit dem Trend der Meßdaten aus der Natur überein.

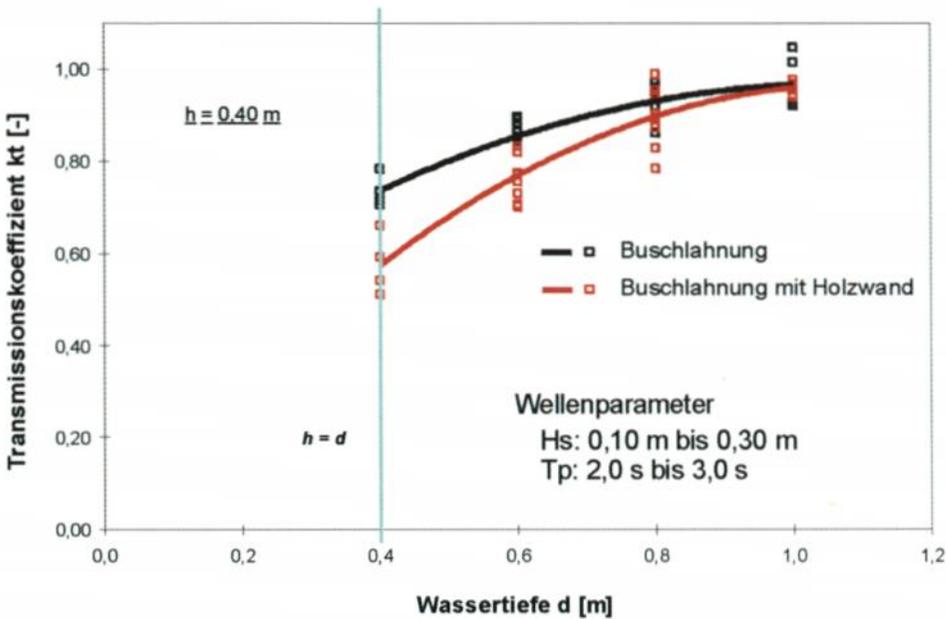


Abb. 18: Vergleich der Transmissionskoeffizienten  $K_T$  der Varianten W-6 (Buschlahnung) und W-7 (gedichtete Lahnung) in Abhängigkeit von der Wassertiefe

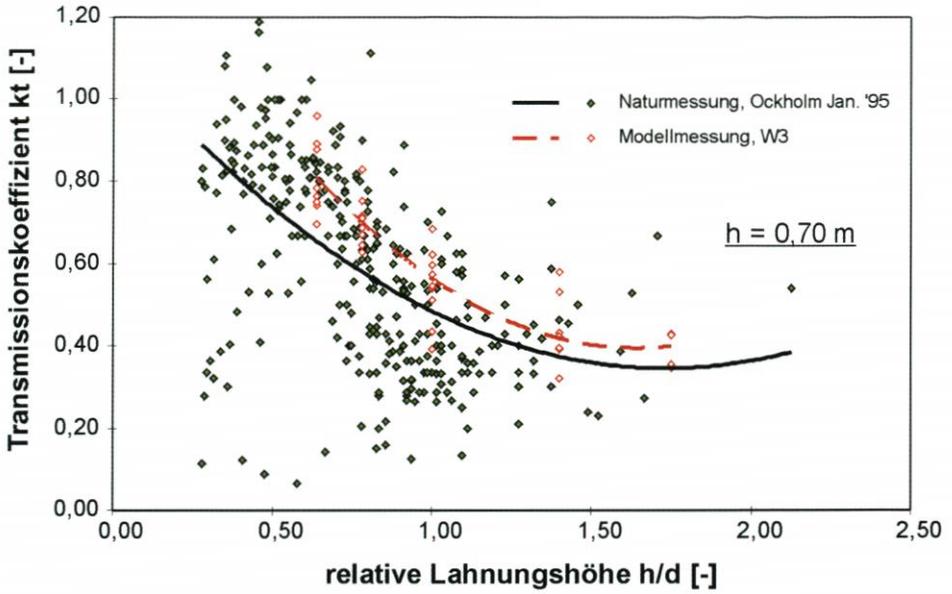
### 7.5 Untersuchungen zum Transmissionsverhalten im Wellenbecken

Die Untersuchungen im Wellenbecken, die insbesondere der Verifikation der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dienen, wurden in enger Abstimmung mit diesen durchgeführt. Im dreidimensionalen, rd.  $18 \text{ m} \times 40 \text{ m}$  großen Wellenbecken des FRANZIUS-INSTITUTS wurde die Veränderung von Seegang und das daraus resultierende Strömungsbild bei schrittweise veränderten Wasserständen in einem Ausschnitt eines Lahnungsfeldes mit fester, ebener Sohle im Naturmaßstab untersucht. Die eingebaute Lahnung entspricht im Querschnitt den Varianten S-1 (Tab. 7) bzw. W-1 und wurde, wie in den Abb. 20 u. 21 dargestellt, mit einer Länge von 10 m in das Wellenbecken eingebaut. Der im Wellenbecken betrachtete Ausschnitt stellt einen Bereich eines realen Lahnungsfeldes dar. Auf eine maßstabsbehafte Untersuchung wurde verzichtet, um die Analogie zu den in der Strömungsrinne (Kap. 6) und dem Wellenkanal (Kap. 7.1 bis 7.4) durchgeführten Versuchen zu wahren. Ferner wurde bei senkrechtem Wellenangriff ein spiegelsymmetrisches Verhalten des Seegangs und der resultierenden Strömungen im Lahnungsfeld vorausgesetzt.

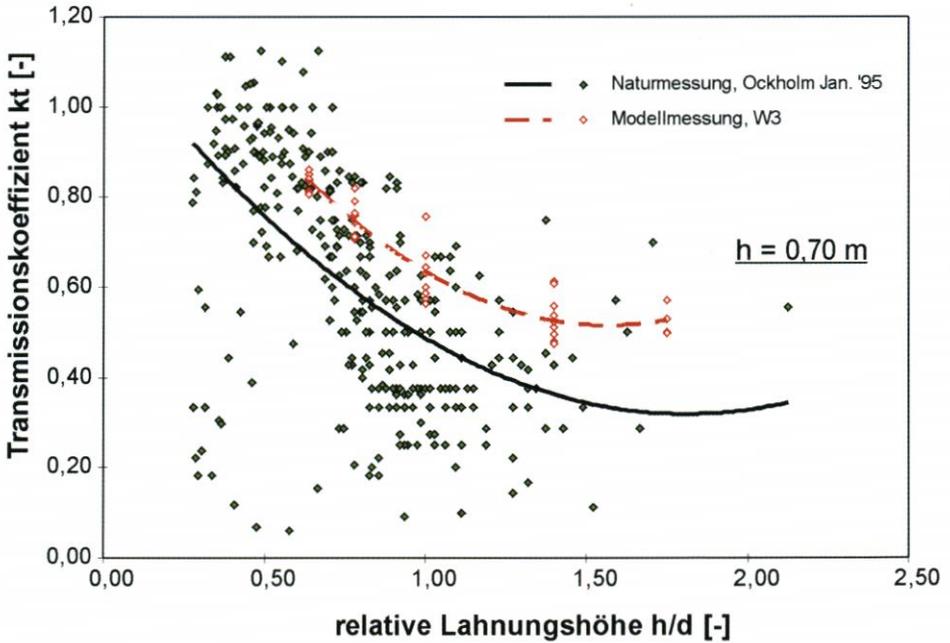
Analog den Untersuchungen im Wellenkanal wurden die Seegangparameter und Wassertiefen variiert. Die betriebstechnisch bedingte maximale Wassertiefe beträgt 0,60 m.

Die auf das Lahnungsbauwerk laufenden Wellen wurden durch eine Plattenwellenmaschine erzeugt und als Wasserspiegelauslenkung über die Zeit mit „Delfter Pegeln“ kontrolliert. Der Grad der Wellendämpfung wurde punktuell im Lahnungsfeld gemessen (Abb. 20).

Parallel zu den Seegangsmessungen wurde das Verhalten von in das Becken eingebrach-



(a)



(b)

Abb. 19: Vergleich der Transmissionskoeffizienten der maximalen (a) und signifikanten Wellenhöhen (b) in Abhängigkeit von der Wassertiefe der Variante W-3 mit den Ergebnissen der Seeganganalysen im Testgebiet „Ockholm“ im Monat Januar 1995 (Datenbasis: NLO-FORSCHUNGSSTELLE KÜSTE, 1996)

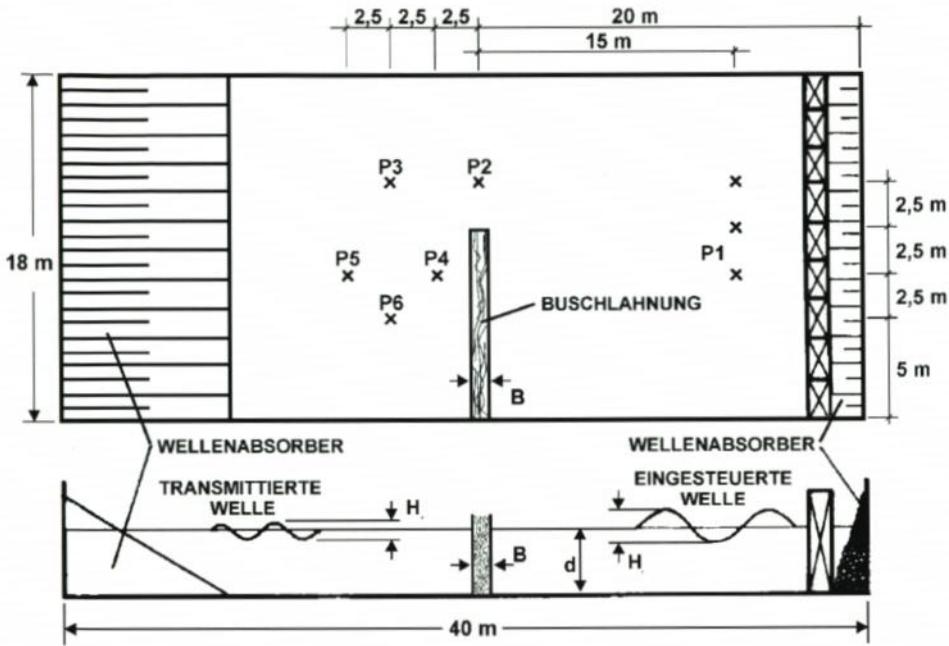


Abb. 20: Einbau einer Buschlahnung in das Wellenbecken und Positionen der Wellenpegel

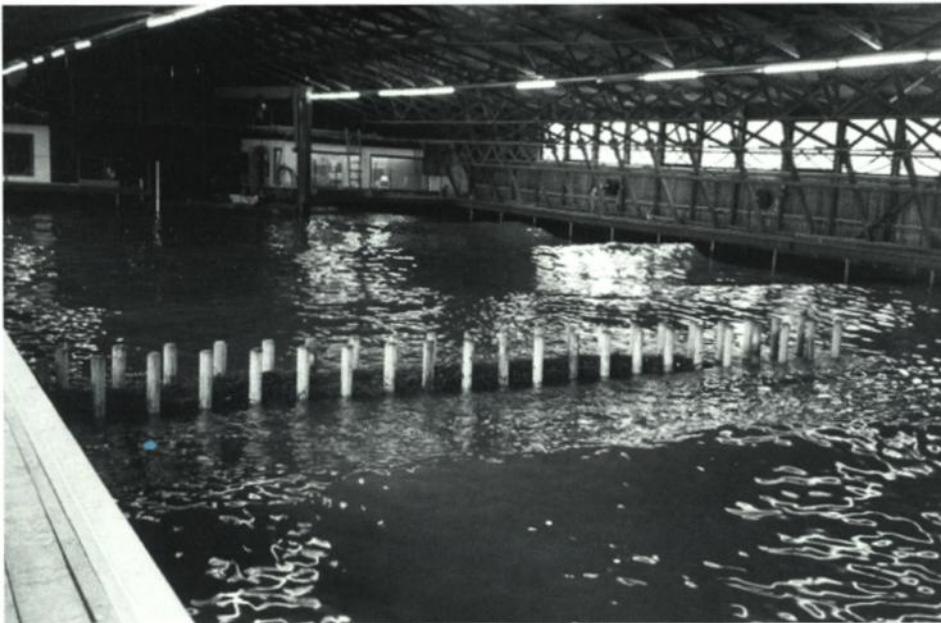


Abb. 21: Seegangsverhalten für einen regelmäßigen Seegang ( $H_s = 0,20$  m,  $T_{Hs} = 3,00$  s,  $d = 0,50$  m) im Ausschnitt eines Lahnungsfeldes

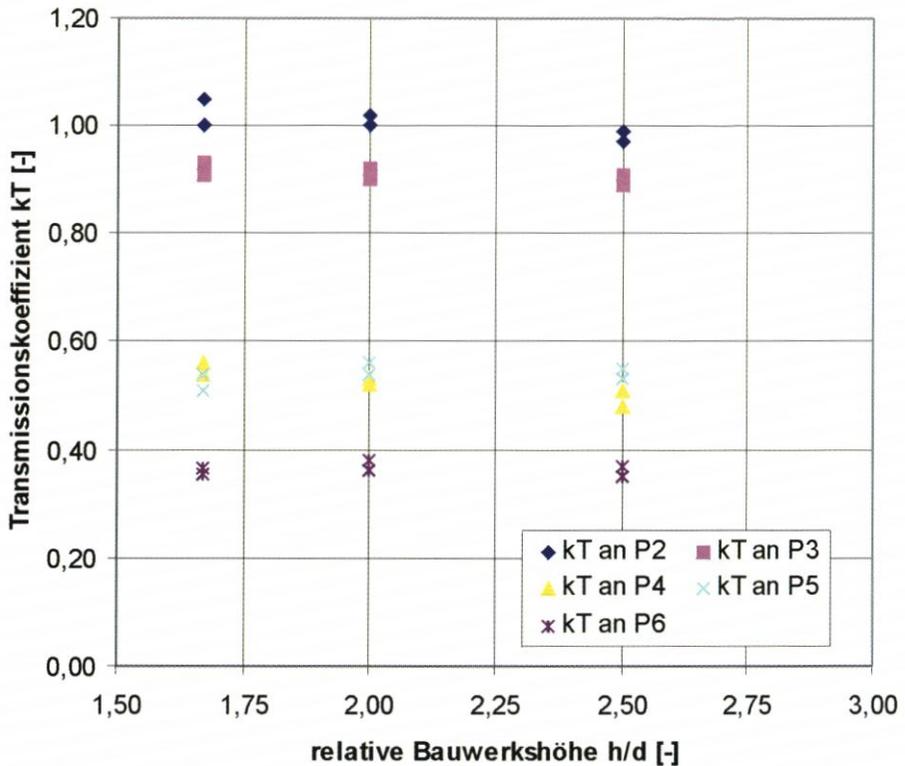


Abb. 22a: Darstellung des Transmissionsverhaltens an einer Buschlaffung im Wellenbecken für eine signifikante Wellenhöhe von  $H = 0,10$  m

ten Schwimmern (u. a. im Zeitrafferverfahren) per Video aufgenommen und somit Strömungsvorgänge an der Wasseroberfläche erfasst. Charakteristische Schwimmerbahnen wurden aus den Videoaufnahmen ausgewählt und Strömungsvektoren ermittelt.

Durch die Messung der Wellenhöhen an den Meßpunkten P1 (Referenzpunkt für einlaufende Welle) bis P6 (vgl. Abb. 20) konnten Transmissionskoeffizienten für den Bereich hinter der Lahnung ermittelt werden.

Aus der Darstellung der Ergebnisse in Abb. 22 ist der sich einstellende Effekt der Diffraktion (vergleichbar an einem halboneendlichen Wellenbrecher) und hier durch das Phänomen der Transmission überlagert, zu erkennen.

Während die Wellenhöhen im Bereich der Lahnungsöffnung (P2 und P3) nahezu unbeeinflusst bleiben (ca.  $K_T = 1,00$ ), sind die Wellen im geschützten Bereich der Lahnung deutlich reduziert (Pegel P4 bis P6).

## 8. Zusammenfassung

Ein bedeutendes Küstenschutzelement und ein ökologisch wertvoller Bereich des Küstenvorfeldes sind hohe und breite Vorländer mit einem flach geneigten Übergang zum Watt. Vorlandbildung kann durch die Anlage und Bewirtschaftung von Lahnungsfeldern be-

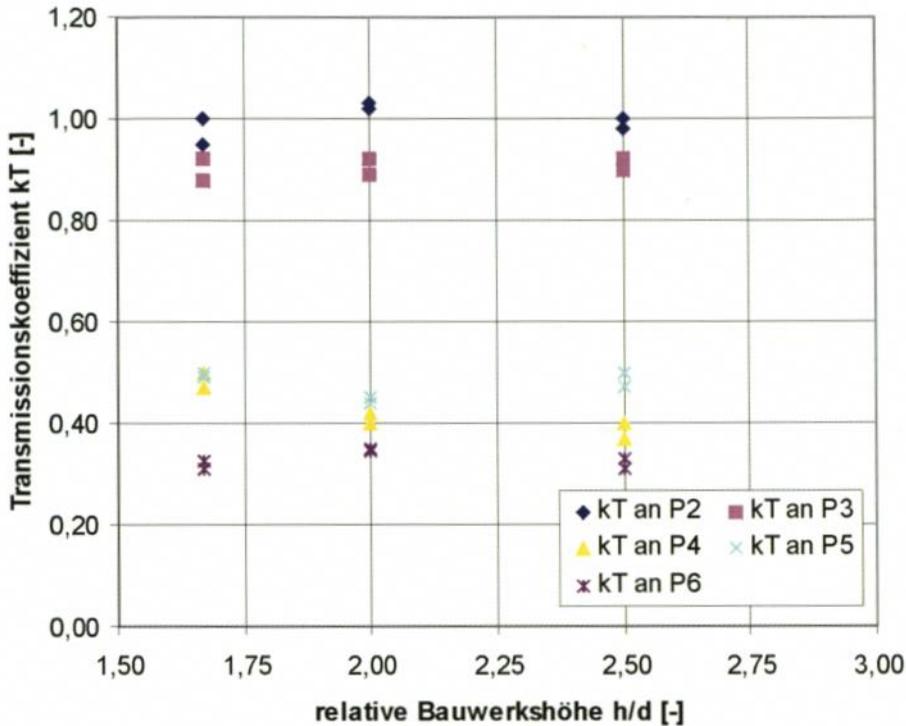


Abb. 22b: Darstellung des Transmissionsverhaltens an einer Buschlahnung im Wellenbecken für eine signifikante Wellenhöhe von  $H = 0,20$  m

schleunigt werden. Für die Gestaltung von Lahnungsfeldern, für die Bemessung und den Aufbau der Lahnungen und für die Bearbeitung des Anwachsens in den Lahnungsfeldern werden seit rd. 200 Jahren an der deutschen Nordseeküste vor allem praktische, oft ortsspezifische Erfahrungen herangezogen. Für eine Optimierung der Vorlandgewinnung mit Lahnungen fehlt bisher eine wissenschaftliche Analyse der hydromechanisch-morphologischen Wechselwirkungen in den Lahnungsfeldern. Im Rahmen des Forschungsvorhabens des KFKI „Optimierung von Küstensicherungsarbeiten im Küstenvorfeld der Nordseeküste“ sollten deshalb mit wissenschaftlichen Methoden Grundlagen für einen effektiven Einsatz von Lahnungen für die Vorlandbildung erarbeitet werden.

In physikalischen Untersuchungen des Teilprojektes „Wellenuntersuchungen in Modell-Lahnungen“ wurde zunächst in einer Strömungsrinne das Durchströmungsverhalten einer Buschlahnung mit und ohne seitlichen Anwurf im Maßstab 1:1 untersucht. In einem weiteren Schritt wurden die Nadelholzfaschinen im Zwischenraum der Buschlahnung durch den Einbau von definierten Filtern mit einer Lang- bzw. Rundlochung schematisiert, so daß in Abhängigkeit vom Wasserstand (bzw. vom Durchfluß) vor der Lahnung eine Ermittlung der Größenordnung des Durchlässigkeitsbeiwertes als Eingangsparameter für die numerischen Simulationen möglich wurde. Der Durchlässigkeitsbeiwert wurde zu rd. 20 % bestimmt, d. h. rd. 20 % des Querschnittes ist durchlässig.

Untersuchungen zum Transmissionsverhalten von Buschlahnungen wurden im Wellenkanal des FRANZIUS-INSTITUTS am Schneiderberg analog zu den Durchströmungsversuchen in der Strömungsrinne und unter Berücksichtigung der ausgewerteten Seegangsdaten im

Maßstab 1:1 durchgeführt. Bei variablen Wasserständen und Seegangsbedingungen wurden die Parameter

- Bauwerksbreite B
- Relative Bauwerkshöhe  $h/d$  ( $h$  = Bauwerkshöhe,  $d$  = Wassertiefe)
- Grad der Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom gewählten Füllmaterial bzw. einem seitlichen Anwurf

variiert.

Hier zeigte sich, daß höhere Ausgangswellen besser als niedrigere gedämpft werden. Für Wassertiefen bis etwa zur Bauwerksoberkante zeichnet sich im wesentlichen eine lineare Zunahme der Transmissionskoeffizienten ab. Des weiteren konnte nachgewiesen werden, daß für Wasserstände bis zur Lahnungsoberkante Lahnungen mit größeren Breiten als 0,25 m als wirkungsvoller einzuschätzen sind. Ein effektiveres Dämpfungsverhalten des Seegangs zeichnet sich auch für gedichtete Lahnungen im Vergleich zu den konventionellen ab. Dies gilt jedoch ausschließlich für Wasserstände bis rd. 0,40 m oberhalb der Bauwerksoberkante.

Die im Wellenkanal ermittelten, insbesondere von Wassertiefe und Wellenhöhe abhängigen Transmissionskoeffizienten konnten anhand der dreidimensionalen Seegangsuntersuchungen an einem Ausschnitt einer im Originalmaßstab eingebauten Buschlahnung im Wellenbecken bestätigt werden.

## 9. Schriftenverzeichnis

- ABRAHAMSE, J. et al.: Wattenmeer. Ein Naturraum der Niederlande, Deutschlands und Dänemarks. 4. Aufl., Wachholtz Verlag, Neumünster, 1984.
- ARBEITSGEMEINSCHAFT DEUTSCHER BEAUFTRAGTER FÜR NATURSCHUTZ UND LANDSCHAFTSPFLEGE (Hrsg.): Grundlagen für den Artenschutz. Jahrbuch für Naturschutz und Landschaftspflege, Bd. 30, 1980.
- BOTHMANN, W.: Die Bedeutung der Landgewinnungsarbeiten für den Küstenschutz an der Nordsee. Landwirtschaftlicher Wasserbau, H. 6, 7 und 8, Beilage der Zeitschrift Deutsche Wasserwirtschaft 46, 1941.
- DIECKMANN, R.: Geomorphologie, Stabilitäts- und Langzeitverhalten von Watteinzugsgebieten der Deutschen Bucht. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover, Hannover, H. 60, 1985, S. 133–361.
- DIJKEMA, K. S. et al.: Possibilities for the Wadden Sea Marshes to Survive Future Sea-Level Rise. In: Ovesen, C.H.: Saltmarsh Management in the Wadden Sea Region, Rømø, Denmark, 10.–13. October 1989, Ministry of the Environment. The National Forest and Nature Agency, 1990, S. 125–145.
- DOLDER, W. u. DOLDER, U.: Nordseeküste und Wattenmeer Naturparadiese Europas 2. Lingen Verlag, Köln, 1988.
- ENGEL, H.: Über die Landgewinnung im Wattengebiet. Dissertation. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover, Hannover, H. 22, 1963, S. 1–93.
- ERCHINGER, H. F.: Vorlandsicherung. In: Brößkamp, K. H.: Seedeichbau in Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e.V., Hamburg, 1976, S. 446–473.
- ERCHINGER, H. F.: Vorlandgewinnung und Sicherung. In: Bretschneider, H. et al.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 6. Aufl., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1982, S. 699–701.
- ERCHINGER, H. F. et al.: Erosionsfestigkeit von Hellern. Verbundbericht des KFKI-Forschungsvorhabens MTK 0473, Norden, 1994. (unveröffentlicht)
- GRÜNE, J. u. KOHLHASE, S.: Wellentransmission an Schlitzwänden. Die Küste, H. 27, 1975, S. 74–82.
- HAGEN, G.: Handbuch der Wasserbaukunst. 2. Aufl., Bd. 1, Teil 3, Berlin, 1878.
- HEISER: Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. Bautechnik, Jg. 11, H. 13 und Jg. 11, H. 27, Berlin, 1933.
- HEYDEMANN, B. u. MÜLLER-KARCH, J.: Biologischer Atlas Schleswig-Holstein. Wachholtz, Neumünster, 1980.

- HINRICHS, W.: Nordsee-Deiche, Küstenschutz und Landgewinnung. Husum, 1931.
- JANKE, K. u. KREMER, B. P.: Das Watt. Kosmos Naturführer, Franckh-Kosmos-Verlag, Stuttgart, 1990.
- KAMBECK, W.: Küstenschutz der Marschen in Nordfriesland. Sonderdruck aus „Allgemeine Bauzeitung“, Ausgaben 37, 40 und 42, Patzer Verlag, Hannover, 1980.
- KRAMER, J.: Sturmfluten. Küstenschutz zwischen Ems und Weser. 6. überarb. Aufl., Verlag Soltau GmbH (Ostfriesischer Kurier), Norden, 1990.
- KROEZE, T. A. G. et al.: Experiment natuurbeheer rijkslandanwinningswerken. Jaarverlag medio 1990 – medio 1991, RWS, Directie Groningen, Dienskring, Delfzijl, 1992.
- LANDESAMT FÜR DEN NATIONALPARK SCHLESWIG-HOLSTEINISCHES WATTENMEER (Hrsg.): Nationalpark schleswig-holsteinisches Wattenmeer. Landesamt für den Nationalpark Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer, Tönning, 1992.
- LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon. Natur und Technik an der deutschen Nordseeküste. 3. Aufl., Verlagsbuchhandlung August Lax, Hildesheim, 1976.
- MANSARD, E. P. D. u. FUNKE, E. R.: The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method. Proc. 17th Intern. Conf. on Coastal Eng., Italien, 1980, S. 154–172.
- MANZENRIEDER, H.: Die biologische Verfestigung von Wattflächen aus der Sicht des Ingenieurs. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, H. 79, 1983.
- MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT, FISCHEREI UND FORSTEN (MELFF, Hrsg.): Vorlandmanagement in Schleswig-Holstein. Endbericht der MELFF/MNU-Arbeitsgruppe „Vorland“, Kiel, 1995.
- MÜLLER, F. u. FISCHER, O.: Das Wasserwesen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. Teil III: Das Festland, Bd. 4., Nordstrand, 1955.
- MUUSS, U. u. PETERSEN, M.: Die Küsten Schleswig-Holsteins. 2. Verbesserte Auflage, Karl Wachholtz Verlag, Neumünster, 1974.
- NATIONALPARKVERWALTUNG „NIEDERSÄCHSISCHES WATTENMEER“ (Hrsg.): Nationalpark Niedersächsisches Wattenmeer. Broschüre, 4. Aufl., 1992.
- NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (NMELF, Hrsg.): Dünen, Watt und Salzwiesen. Schutz und Erhaltung von Küste und Inseln, Tier- und Pflanzenwelt. Verlag Soltau-Kurier, Norden, 1985.
- NIEMEYER, H. D. et al.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Berichte der Forschungsstelle Küste, Bd. 40, Norderney, 1995, S. 145–186.
- OSTERTHUN, M.: Veränderungen der Morphologie des Küstenvorfeldes der deutschen Nordseeküste – Quantifizierung und Analyse. Hansa, Jg. 130, H. 11, 1993a.
- OSTERTHUN, M.: Veränderungen der Morphologie des Küstenvorfeldes der deutschen Nordseeküste – Möglichkeiten der Quantifizierung und Analyse. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, Bd. 48, Hamburg, 1993b.
- OSTERTHUN, M. u. PARTENSKY, H. W.: Changing Salt-marshes along the Southern North Sea Coast. Proc. of the 3rd Int. Conf. on Coastal and Port Eng. in Developing Countries (COPEDEC III), Vol. II, Kenya, Mombasa, 1991, S. 1093–1109.
- O. V.: Empfehlungen für Küstenschutzwerke (EAK) 1993. Die Küste, H. 55, 1993.
- PROBST, B.: Deichvorlandbewirtschaftung im Wandel der Zeit. Die Küste, H. 58, 1996, S. 47–60.
- ROSE, D.: Bericht über den Modellversuch zur Landgewinnung. Technische Hochschule Hannover, Hannover, 1955. (unveröffentlicht)
- SÖNNICHSEN, U. u. MOSEBERG, J.: Wenn die Deiche brechen. Sturmfluten und Küstenschutz an der schleswig-holsteinischen Westküste und in Hamburg. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft, Husum, 1994.
- STADELMANN, R.: Meer – Deiche – Land. Küstenschutz und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste. Karl Wachholtz Verlag, Neumünster, 1981.
- STOCK, M. et al.: Ökosystemforschung Wattenmeer – Synthesebericht: Grundlagen für einen Nationalparkplan. Schriftenreihe des Nationalparks Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer, H. 8, 1996.
- WIELAND, P.: Küstenfibel. Ein Abc der Nordseeküste. Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide, 1990.
- WILKENS, H. et al.: Ökologische Analyse der Leybucht. Arb. Forsch. Norderney, H. 8, 1983.
- WOHLENBERG, E.: Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. Die Küste, Jg. 2, H. 2, 1954, S. 33–94.

# Bemessungswasserstände 2085 A entlang der Elbe Ergebnisse einer Überprüfung durch die Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96)

Von WINFRIED SIEFERT

## Zusammenfassung

Eine Arbeitsgruppe von Fachleuten aus Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Hamburg erstellte 1986 ein neues Bemessungskonzept für den Hochwasserschutz an der Tideelbe, das 1988 veröffentlicht wurde und inzwischen weitgehend umgesetzt ist. Vereinbarungsgemäß wurden nach zehn Jahren das Verfahren selbst und dessen Grundlagen anhand neuer Daten und Erkenntnisse überprüft. Der vorliegende Bericht ist die Neubearbeitung, sozusagen die zweite Auflage. Als Ergebnis ist festzuhalten, daß die Arbeitsgruppe keine Veranlassung sieht, die Bemessungsturmflut 2085 A zu verändern. Für die nächste turnusmäßige Überprüfung im Jahre 2006 werden dennoch einige Anregungen und Hinweise auf laufende Untersuchungen gegeben.

## Summary

*The Elbe estuary is approx. 160 km long and borders three German federal states: Lower Saxony (Niedersachsen), Schleswig-Holstein and Hamburg. A working group with participants from these states, that are responsible for their own flood protection, proposed a new design concept in 1986 that was published in 1988 and accepted for practical use thereafter. After 10 years the working group reviewed the concept and its data base (up to 1996). The result is: No change of the concept and no need to adjust the design storm tide 2085 A because of the development in the last decade. Nevertheless, some recommendations for the next review in 2006 are given.*

## Inhalt

1. Vorbemerkungen .....	228
2. Verfahren zur Festlegung der Bemessungswasserstände .....	228
3. Grundlagen des Verfahrens .....	231
3.1 Maßgebende Sturmidekurve für Cuxhaven .....	231
3.1.1 Mittlere Tidekurve .....	231
3.1.2 Windstaukurve .....	233
3.1.3 Säkulare Entwicklung .....	239
3.2 Sonstige Vorgaben für die Modelluntersuchungen .....	239
3.2.1 Wind über der Elbe .....	239
3.2.2 Oberwasserzufluß .....	246
4. Bemessungswasserstände und Sollhöhen der Hochwasserschutzanlagen .....	247
4.1 Modellergebnisse .....	247
4.2 Zum Wellenauflauf .....	249
5. Diskussion alternativer Bemessungsansätze .....	250
5.1 Zu den astronomischen Einflüssen .....	250
5.2 Zu Fernwellen .....	252
5.3 Zur Eintrittswahrscheinlichkeit der maßgebenden Sturmflut .....	252
5.4 Zu Sicherheitszuschlägen .....	253
6. Schriftenverzeichnis .....	254

## 1. Vorbemerkungen

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

MR Krause	Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Hannover
BD Kroker	Baubehörde, Hamburg
RBD Probst	Amt für Land- und Wasserwirtschaft, Itzehoe
MR Scherenberg	Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten, Kiel
Prof. Dr.-Ing. Siefert	Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Landwirtschaft, Hamburg (Obmann)

und traf sich mehrfach. Ergebnis war ein im Mai 1986 unterzeichnetes Papier, das 1988 in Heft 47 der „Küste“ veröffentlicht wurde (LÄNDERARBEITSGRUPPE, 1988). Damit wurden die gesteckten Ziele erreicht,

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

In dem Bericht wird darauf hingewiesen, daß die Tideverhältnisse in Abständen von 20 bis 25 Jahren überprüft werden sollten. In Anlehnung an Gepflogenheiten in anderen Ländern und im Sinne der 1996 vom Niedersächsischen Umweltministerium durchgeführten „Internationalen Küstenschutzkonferenz“ haben sich die Elbanlieger darauf verständigt, eine solche Überprüfung in Zukunft etwa alle 10 Jahre vorzunehmen. Damit war diese 1995/96 fällig. Die dafür eingerichtete Arbeitsgruppe bestand aus den Herren

MR Krause	Niedersächsisches Umweltministerium, Hannover
MR Probst	Ministerium für ländliche Räume, Landwirtschaft, Ernährung und Tourismus, Kiel
BD Otto	Baubehörde, Amt für Wasserwirtschaft, Hamburg
Prof. Dr.-Ing. Siefert	Wirtschaftsbehörde, Strom- und Hafenbau, Hamburg

Die Arbeitsgruppe hat den Text der Veröffentlichung von 1988 in mehreren Besprechungen diskutiert, ergänzt und bewertet. Dabei wurde beschlossen, auf Einzelergänzungen zum bisherigen Text zu verzichten und statt dessen eine aktualisierte Version der gesamten Arbeit zu erstellen. Diese wird hiermit vorgelegt.

Bereits hier sei der Hinweis erlaubt, daß die Prüfung keine Änderungen in den Grundlagen und in den empfohlenen Bemessungswasserständen ergeben hat. Letztere sind inzwischen in Hamburg und Niedersachsen offiziell eingeführt worden. In Schleswig-Holstein soll dies noch vor 2000 geschehen.

## 2. Verfahren zur Festlegung der Bemessungswasserstände

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

Die Arbeitsgruppe war sich einig, daß zum Erreichen der Ziele ein zwischen den Elbanliegerländern abgestimmtes Bemessungsverfahren konzipiert werden mußte. Dieses berücksichtigt inzwischen die Erkenntnisse über das Tide- und Sturmflutgeschehen, die in den letzten 35 Jahren gesammelt wurden, und ist so aufgebaut, daß es im Prinzip auch für die Küste und für andere Flüsse brauchbar ist. Zudem ist es so beschaffen, daß einerseits neue oder auszubauende Hochwasserschutzanlagen damit bemessen und andererseits die Sicherheit vorhandener überprüft werden können.

Es mußte dazu zwischen zwei Wegen entschieden werden, nämlich ob für jeden Ort an der Elbe ein Bemessungswasserstand separat festgelegt oder ob nur für die Elbmündung (d. h. Cuxhaven) ein solcher ermittelt und der weitere Verlauf in der Elbe in Modellen bestimmt werden sollten. Basis der Untersuchungen mußte jeweils ein großes, möglichst homogenes Datenkollektiv sein. In der Elbe selbst sind in den letzten drei Jahrzehnten aber erhebliche natürliche und künstliche Veränderungen zu verzeichnen. Deswegen entschied die Arbeitsgruppe sich 1985 für den zweiten Weg. Er basiert unmittelbar auf Meßwerten, mit denen ein geeichtes Modell gesteuert werden kann. Dafür waren aber erneut zwei Wege denkbar, nämlich die Bestimmung eines maßgebenden *Scheitel*wasserstandes oder die Ermittlung einer maßgebenden *Sturmtidekurve*, deren Höchstwert den Bemessungswasserstand darstellt.

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

Damit reduzierten sich für die Arbeitsgruppe die Alternativen auf

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

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

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

Das so entwickelte Bemessungsverfahren wurde 1985/86 angewendet, jetzt von der neuen Arbeitsgruppe überprüft und erneut für richtig befunden. Tab. 1 der LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) enthält eine Gegenüberstellung der gewählten Komponenten dieses Verfahrens mit den bisher an der Elbe praktizierten.

Zur Trendabschätzung hat die Arbeitsgruppe die Scheitelhöhen aller Sturmfluten in der Elbe von 1976 bis 1995 darauf untersucht, ob ein Trend in Richtung auf höhere Scheitel auszumachen ist. Abb. 1 zeigt (neben der großen Streuung), daß bei linearer Extrapolation kein Trend zu höheren Werten besteht. Dasselbe Ergebnis zeigen im übrigen auch eine logarithmische und eine exponentielle Extrapolation der Daten.

Linear extrapolierte Sturmfluthöhen in der Untereibe seit 1976  
(Sturmfluten mit Windstauhöhe  $\geq 200$  cm in Cuxhaven; n = 100)

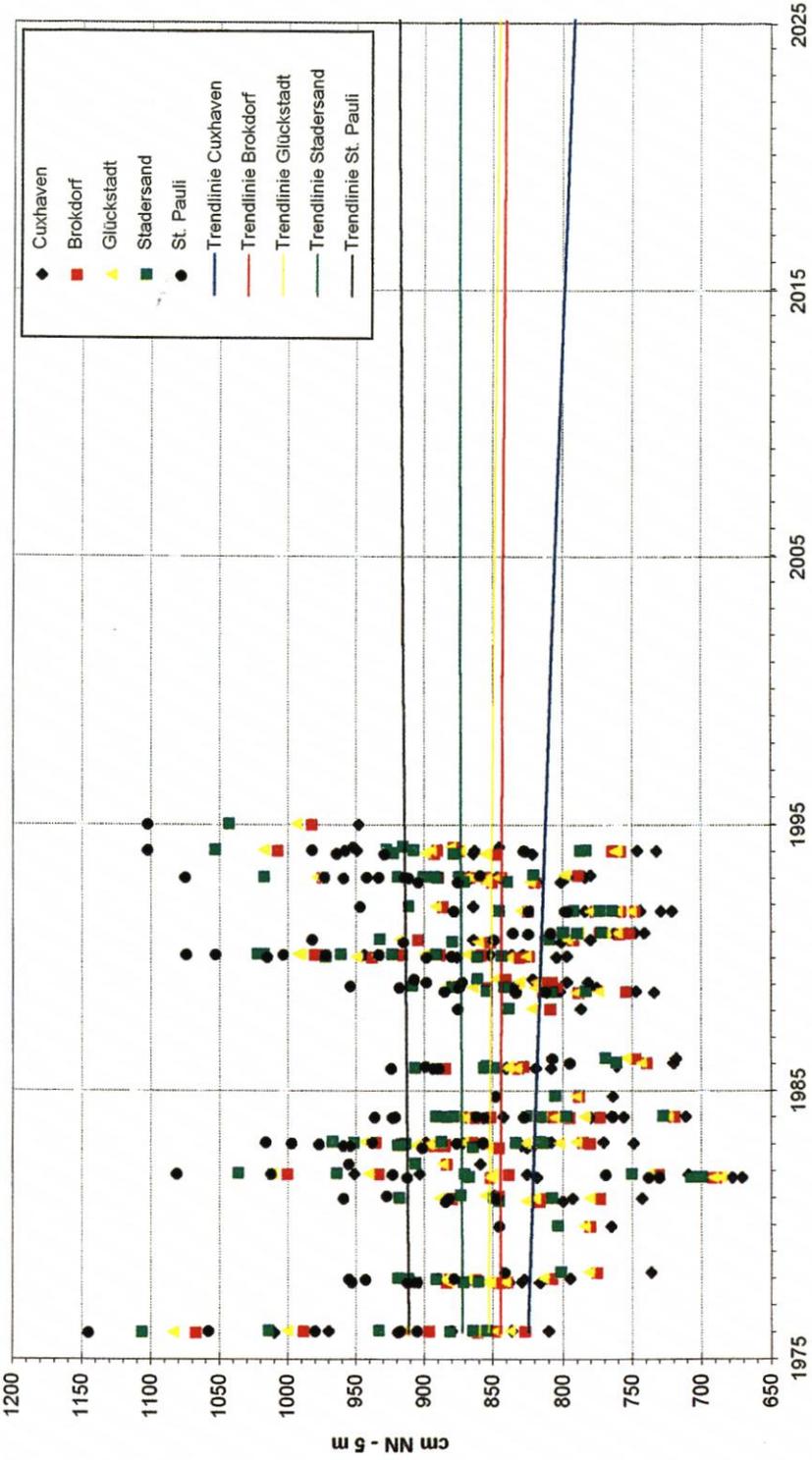


Abb. 1

### 3. Grundlagen des Verfahrens

#### 3.1 Maßgebende Sturmtidekurve für Cuxhaven

Die maßgebende Sturmtidekurve enthält folgende Komponenten (siehe dazu Abb. 2):

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

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

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

Hinsichtlich der säkularen Veränderungen sind gesonderte Betrachtungen erforderlich (siehe Kap. 3.1.3.)

##### 3.1.1 Mittlere Tidekurve

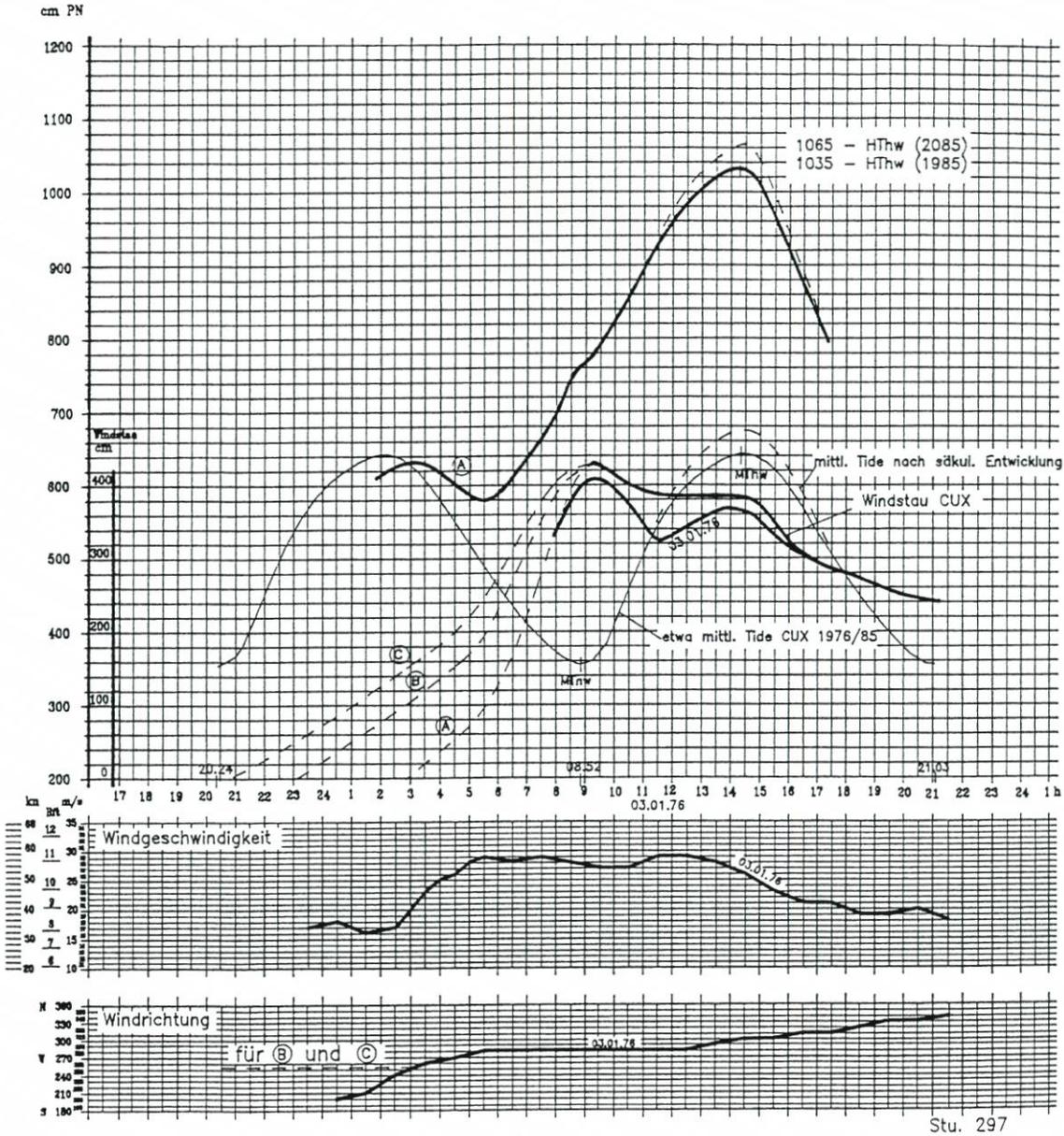
Als mittlere Tidekurve wurde das Mittel der letzten 10 Jahre gewählt, um einen repräsentativ langen Zeitraum zu haben, in dem auch der Oberwasserzufluß etwa dem langjährigen Mittel entspricht. Die mittlere Tidekurve ist in ihrem gesamten Verlauf durch topographische, periodische (astronomische) und aperiodische (meteorologische) Faktoren beeinflusst. Ein Vergleich der Kurvenparameter für Cuxhaven zeigt folgendes Bild:

Parameter	mittlere Tidekurven Cuxhaven		von der AG 1986 festgelegt
	1976/85	1986/95	
Tidehochwasser (MThw)	1,48 m NN	1,50 m NN	1,50 m NN
Tideniedrigwasser (MTnw)	-1,53 m NN	-1,47 m NN	-1,55 m NN
Tidehub (MThb)	3,01 m	2,97 m	3,05 m
Flutdauer ( $T_F$ )	5:42 h	5:38 h	5:40 h
Ebbdauer ( $T_E$ )	6:43 h	6:47 h	6:45 h

Der Kurvenverlauf ist auf Abb. 2 zusammen mit der Sturmtidekurve aufgetragen. Seinzeit wurden die Scheitelwerte auf 5 cm und 5 min auf- bzw. abgerundet. Der Vergleich in obiger Tabelle zeigt, daß die Abweichungen minimal sind und keine Veranlassung geben, die 1986 festgelegte mittlere Tidekurve zu verändern. Der etwas geringere Tidehub aus 1986/95 schafft sogar noch ein gewisses Maß an zusätzlicher Sicherheit.

Es hätte die Gelegenheit bestanden, auch bereits das Mittel 1987/96 zum Vergleich heranzuziehen. Darauf wird verzichtet, weil die Jahresmittel 1996 aus dem allgemeinen Trend deutlich nach unten abweichen (in Cuxhaven war z. B. das niedrigste Tnw des Jahrhunderts zu verzeichnen):

## maßgebende Sturmflutkurven Cuxhaven



Stu. 297

Abb. 2: Mittlere Tidekurven Cuxhaven, Windstaukurven für Cuxhaven und Windverhältnisse im Elbmündungsgebiet für die Bemessungssturmflut

Jahr	MThw (cm NN - 5 m)		MTnw (cm NN - 5 m)	
	Cuxhaven	Hmb.-St. Pauli	Cuxhaven	Hmb.-St. Pauli
1991	641	696	347	344
1992	646	701	353	353
1993	649	708	353	345
1994	653	714	351	355
1995	662	724	358	367
1996	635	688	335	336

Der Jahrgang 1996 fällt damit genauso deutlich heraus wie der Jahrgang 1947. Eine Einrechnung würde scheinbare zusätzliche Sicherheit zeigen oder Korrekturen der Bemessungswerte nach unten zur Folge haben.

### 3.1.2 Windstaukurve

Die maßgebende Sturmidekurve wird aus der Addition der mittleren Tidekurve und einer extremen Windstaukurve gebildet (Abb. 2). Zur Bestimmung der letzteren stehen Windstaukurven aller Sturmtiden seit 1901 zur Verfügung (insgesamt 255 Ereignisse bis 1995), darüber hinaus die Windstaukurven aller hohen Sturmfluten des 19. Jahrhunderts (SIEFERT, 1969). Als Sturmfluten werden dabei alle Tiden gewertet, deren Windstau in Cuxhaven mindestens 2 m erreicht.

Entscheidend für die Höhe einer Sturmflut ist der Windstau um die MThw-Zeit in Cuxhaven. Aus dem Kollektiv der hohen Sturmfluten der letzten 175 Jahre ergeben sich als Höchstwerte:

W (MThw) = max. Windstau um MThw in cm	Datum
375	16./17. 2. 1962
365	3. 1. 1976
360	3./4. 2. 1825

Dazu ist anzumerken, daß 1962 eine Fernwelle bei Nipptide aufgetreten sein soll, 1825 dagegen Springtide herrschte. Die höchsten bisher in Cuxhaven ermittelten Windstaumaxima traten allerdings um die MTnw-Zeit auf, und zwar:

W (MTnw) = max. Windstau um MTnw in cm	Datum
430	23. 12. 1894
430	23. 2. 1967
410	3. 1. 1976
400	10. 2. 1949

Bei der Rekonstruktion der Sturmflut von 1825 wurde ein max. Windstau von 440 cm ermittelt (SIEFERT, 1969). Wegen der verbleibenden Unsicherheit wird dieser Wert aber nicht berücksichtigt.

Durch Wechselwirkungen zwischen Windstau, astron. Tide und Wassertiefen muß sich bei sonst gleichen Verhältnissen der Stau um MThw niedriger als um MTnw entwickeln. Um dieses Phänomen näher zu untersuchen, wurden alle Sturmfluten in Cuxhaven herangezogen, bei denen der Wind sich über die Tide nicht wesentlich veränderte. Da gesicherte Winddaten erst ab 1965 zur Verfügung stehen, verbleiben die 27 Ereignisse der folgenden Tab.:

Sturmflut	W(MTnw) cm	W(MThw) cm	W(MThw)/W(MTnw) %
31. 10. 1965	220	140	64
2. 1. 1965	340	230	68
19. 12. 1966	240	150	63
18. 12. 1974	215	185	86
26. 1. 1975	215	185	86
3. 1. 1976	410	365	89
1./2. 1. 1981	295	150	51
24. 11. 1981	350	300	86
20. 11. 1982	220	180	82
16. 12. 1982	290	225	78
18. 1. 1983	325	220	68
17. 1. 1984	220	120	55
21. 10. 1984	210	120	57
8. 10. 1988	270	160	59
5. 12. 1988	250	200	80
24. 12. 1988	210	190	91
26. 1. 1990	340	160	47
27. 2. 1990	360	300	84
20. 8. 1990	270	150	56
12. 12. 1990	225	120	53
27. 12. 1990	210	100	48
17. 10. 1991	280	80	29
17./18. 10. 1991	245	100	41
20. 11. 1992	220	160	73
9. 12. 1993	220	180	82
20. 12. 1993	300	200	67
24. 1. 1994	250	100	40

Für das gesamte Kollektiv von 27 Sturmfluten ergeben sich:

Mittel:	67 %	(bis 1988: 73 %)
Max.:	91 %	(bis 1988: 89 %)
Min.:	29 %	(bis 1988: 51 %)

Bisher wurde der Wert von 90 % als maßgebend verwendet. Es besteht kein Grund, davon abzuweichen. Daß der Weg über die Betrachtung der Niedrigwasser-Stauwerte überhaupt beschritten wird, hat zwei Gründe. Zum einen ist das Kollektiv mit hohem Stau um MThw nur klein, zum anderen sind nun einmal die Maximalwerte um MTnw aufgetreten und können nicht einfach vernachlässigt werden.

Zur Ermittlung des maßgebenden Windstaus wird also weiterhin mit dem maximalen Verhältnis

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

gerechnet, um die ungünstigste Übertragung auf das Hochwasser zu erfassen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Staubeträge um MTnw mögliche Anteile aus Fernwellen, Schwin-

gungen usw. enthalten (wie ja auch die Werte um MThw), jedoch keine Springeinflüsse. Denn die SpTnw sind niedriger als die zur Stauermittlung verwendeten MTnw, und zwar in Cuxhaven i. M. um rd. 25 cm, die dann in der mittleren Tidekurve enthalten sind. Das o. a. Verhältnis enthält also bereits den Springeinfluß um MThw bei der Übertragung des MTnw-Staus auf das MThw, soweit er auftrat. Wenn bei Sturmfluten die Stauentwicklung überhaupt auf die Springtidewasserstände reagierte, was nach neuen Untersuchungen aber unwahrscheinlich ist<sup>1</sup>, wären zu erwarten:

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

Um die Repräsentanz des maximalen Verhältnisses  $W(MThw)/W(MTnw) = 0,91$  am 24. 12. 1988 zu unterstreichen, sei auf ein numerisches Ergebnis des DÄNISCHEN HYDRAULISCHEN INSTITUTS in deren Nordseemodell hingewiesen. Dort wurden die Stauwerte in Cuxhaven für die meteorologische Situation am 3. 1. 1976 sowie die Fälle von Phasenverschiebungen um 3 h bzw. 6 h gegen die Tide untersucht: Der (in der Natur eingetretene) maximale Stau um MTnw mit 410 cm verschiebt sich schließlich auf die Zeit nach MThw und erreicht um MThw etwa 340 cm, also 83 % (SIEFERT u. HAVNØ, 1989). – Außerdem wurden die Sturmfluten von 1901 bis 1964 trotz unzureichender Winddaten auf das Verhältnis  $W(MThw) : W(MTnw)$  untersucht. Dabei ergaben sich für 14 Ereignisse Werte von 63 % bis 83 %, i. M. 73 %.

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

max. Stau um MTnw: 430 cm  
 um MThw:  $430 \cdot 90\% = 385$  cm  
 (zum Vergleich: bisher gemessener Höchstwert 375 cm)

Abb. 3 zeigt die aktualisierte Darstellung für die höchsten gemessenen Windstauwerte (meist bei Tnw). Es gibt gegenüber den Ausführungen von 1988 im wesentlichen zwei Änderungen:

- wegen des (unsicheren) Wertes von 1825 wird 430 cm als „überschritten“ bezeichnet;
- Darstellung der Überschreitungswahrscheinlichkeiten in 5-cm-Schritten.

Für die hier entscheidenden Windstauhöhen bei Thw sind auf Abb. 4 die Höhen über 275 cm ebenfalls in einfach-logarithmischer Teilung dargestellt, dazu

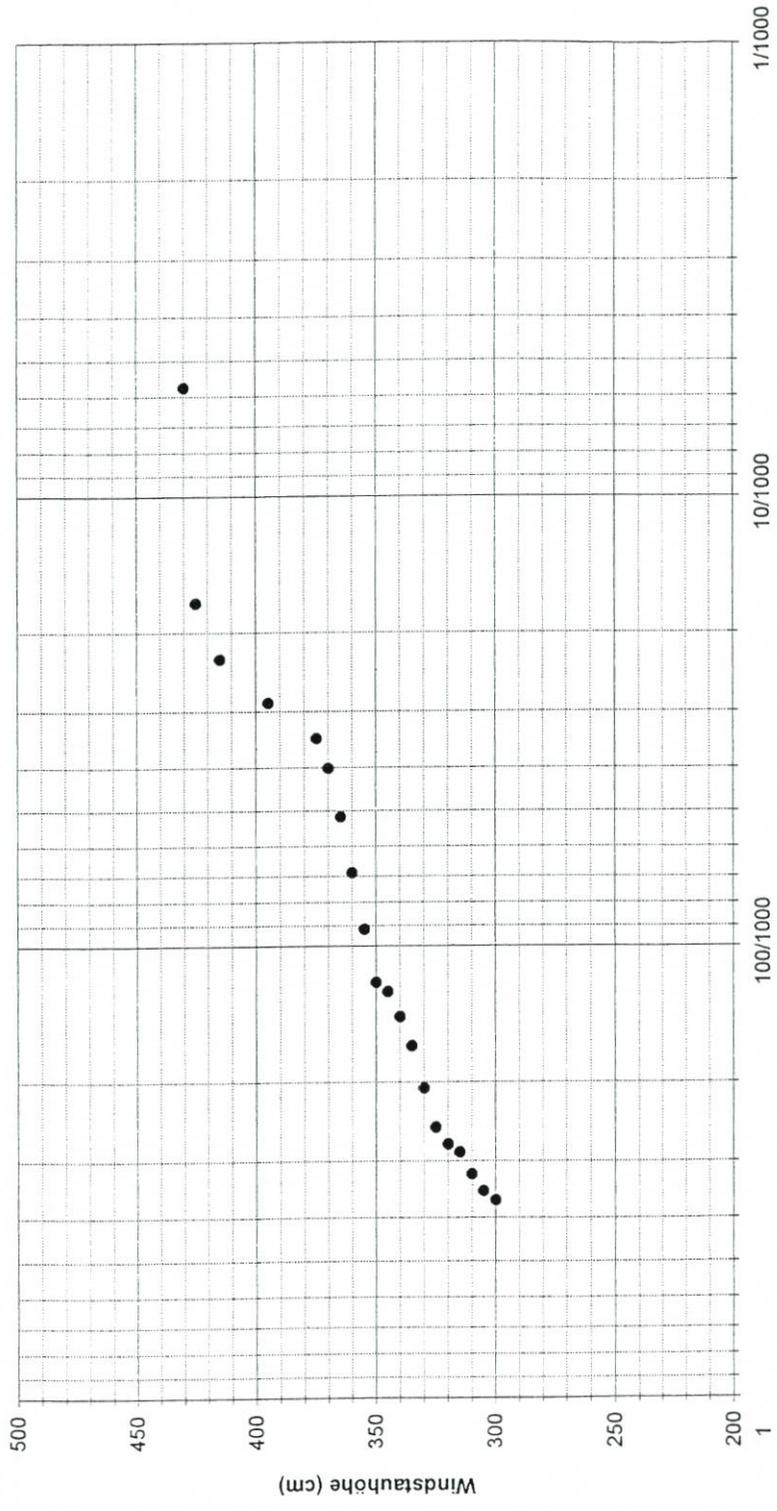
- linearer Ausgleich über die höchsten 12 Werte (konservativ, auch in den Niederlanden empfohlen)
- exponentieller Ausgleich über die höchsten 7 Werte sowie
- exponentieller Ausgleich über die höchsten 3 Werte.

Zu bedenken ist, daß bei einem Datensatz über 175 Jahre die Extrapolationsgrenze etwa bei 500 Jahren liegt. Der bisher verwendete Wert von 385 cm wird je nach Extrapolation eine Wahrscheinlichkeit der Überschreitung zwischen 1:180 und 1:530 Jahren haben.

Abb. 5 zeigt ergänzend die Größe und Phasenlage des Windstaumaximums in Cuxhaven für die 10 höchsten Sturmfluten in der Elbe seit 1901.

<sup>1</sup> Siehe dazu SIEFERT u. LASSEN (1985) über Windstau-Kennlinien im Küstenvorfeld

Überschreitungshäufigkeiten von Windstauhöhen in Cuxhaven von 1821 bis 1996



Häufigkeit  
Abb. 3

Mögliche Extrapolationen der Überschreitungswahrscheinlichkeiten von Windstauhöhen um Hochwasser in Cuxhaven auf Basis von Daten der Jahre 1821 bis 1996

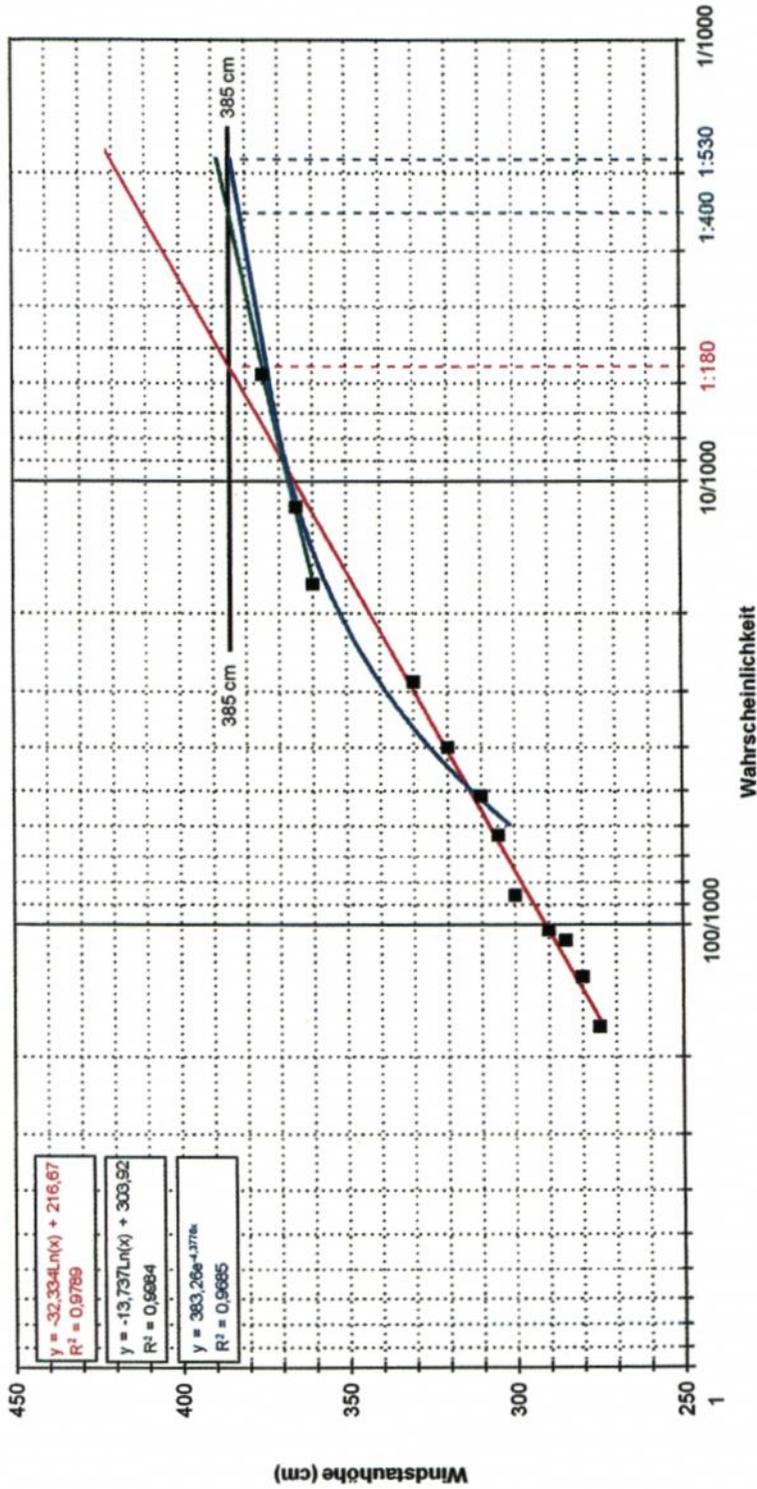
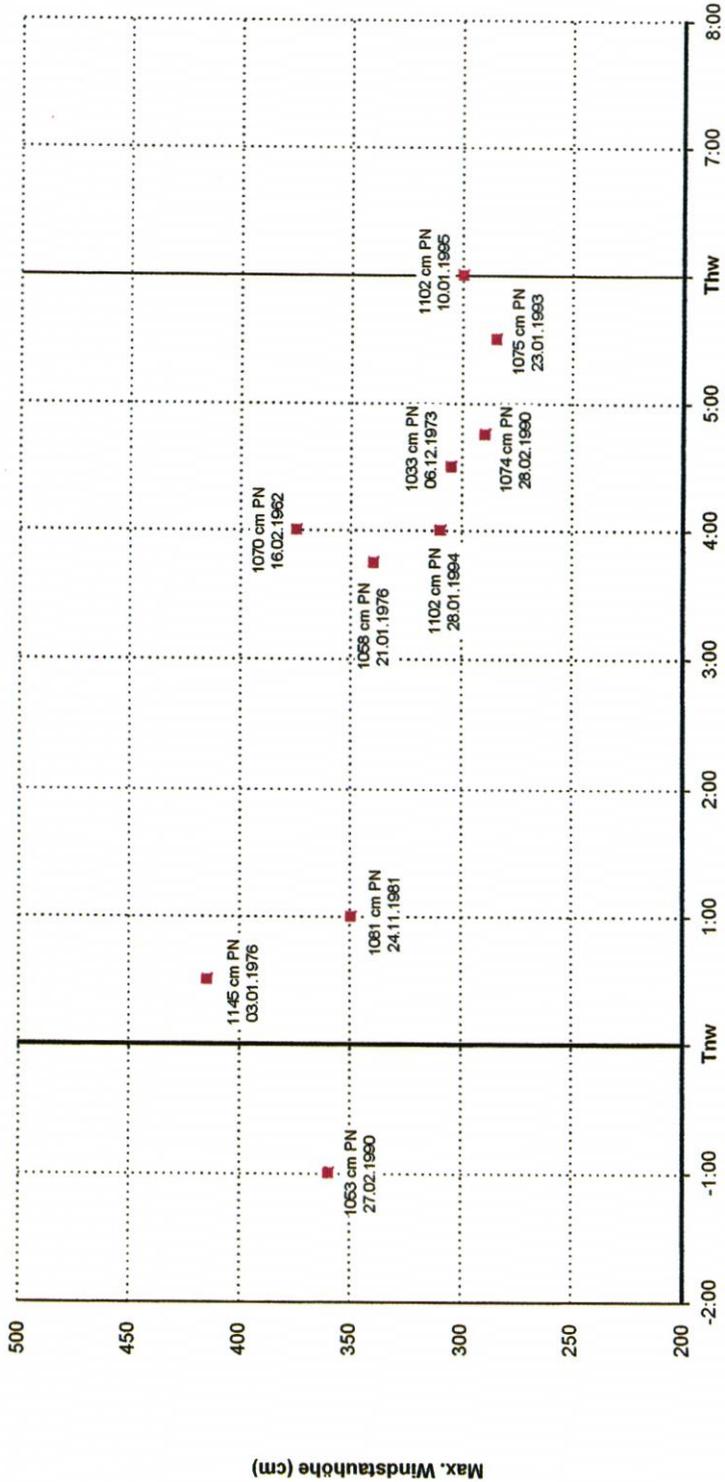


Abb. 4

Tidephase der maximalen Windstauhöhen in Cuxhaven für die 10 höchsten Sturmfluten in Hamburg seit 1901



Stunden vor bzw. nach astr. Niedrigwasser in Cuxhaven

Abb. 5

*Die bisher maßgebende Windstaukurve wird daher nicht verändert. Begründung: Bei  $T_{nw}$  erreicht sie den größten in 175 Jahren sicher ermittelten Wert; bei  $Thw$  wird mit 385 cm eine bisher nicht erreichte Höhe mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von rd. 1:200 bis 1:500 Jahren verwendet.*

Von  $MT_{nw}$  bis nach  $MThw$  ist die Windstaukurve einem realistischen Verlauf angepaßt. Der für die Elbe ungünstigste Anstieg der Kurve vor  $MT_{nw}$  wurde in den vorgesehenen Modellen ermittelt.

### 3.1.3 Säkulare Entwicklung

Da die Wasserstände im Ästuar durch Maßnahmen in und an der Elbe beeinflusst sind, sollen die Veränderungen an der Mündung in Cuxhaven näher beleuchtet werden, um Aufschluß über zu erwartende Höhen zu gewinnen.

Abb. 6 bis 11 zeigen die Jahreswerte in Cuxhaven und (zum Vergleich) Brunsbüttel, Stadersand und Hamburg-St. Pauli mit folgenden Trends an der Küste in Cuxhaven:

1850 bis 1996:	$MThw$ : 22 cm/Jh
	$MT_{nw}$ : 12 cm/Jh
	$MThb$ : 10 cm/Jh
1900 bis 1996:	$MThw$ : 23 cm/Jh
	$MT_{nw}$ : 6 cm/Jh
	$MThb$ : 17 cm/Jh

Daraus ergibt sich kein Grund, die bisherige Festlegung bei der mittleren Tidekurve mit

$MThw$ : 30 cm/Jh
$MT_{nw}$ : 0 cm/Jh

als Pessimum zu verändern. Der nächsten routinemäßigen Überprüfungen der Trends bleibt es vorbehalten, einen anhaltenden  $MT_{nw}$ -Anstieg zu berücksichtigen (und damit den Energieeintrag in die Elbe zu reduzieren).

So ist bis 2085 die in Abb. 2 skizzierte „mittlere Tidekurve nach säkularer Entwicklung“ unverändert maßgebend. Durch Überlagerung mit der unter 3.1.2 ermittelten Windstaukurve ergibt sich eine höhere maßgebende Sturmidekurve als für 1985.

## 3.2 Sonstige Vorgaben für die Modelluntersuchungen

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

### 3.2.1 Wind über der Elbe

Als Ergebnis der meteorologischen Verhältnisse über dem Atlantik und der Nordsee wird die Windstaukurve von Cuxhaven in das Modell eingegeben. Wirksam wird dann noch der Wind über der Unterelbe, der nach Vergleichen aber schon schwächer als über der Deutschen Bucht ist. Dennoch wurde für die drei 1986 durchgeführten Berechnungen der auf Scharhorn gemessene Wind für die untere Modellgrenze angesetzt, und zwar mit den bisher gemessenen Höchstwerten:

Mit 29 m/s über 4 Stunden stellt die Windgeschwindigkeit am 3. 1. 1976 das Maximum

MThw Cuxhaven und St. Pauli

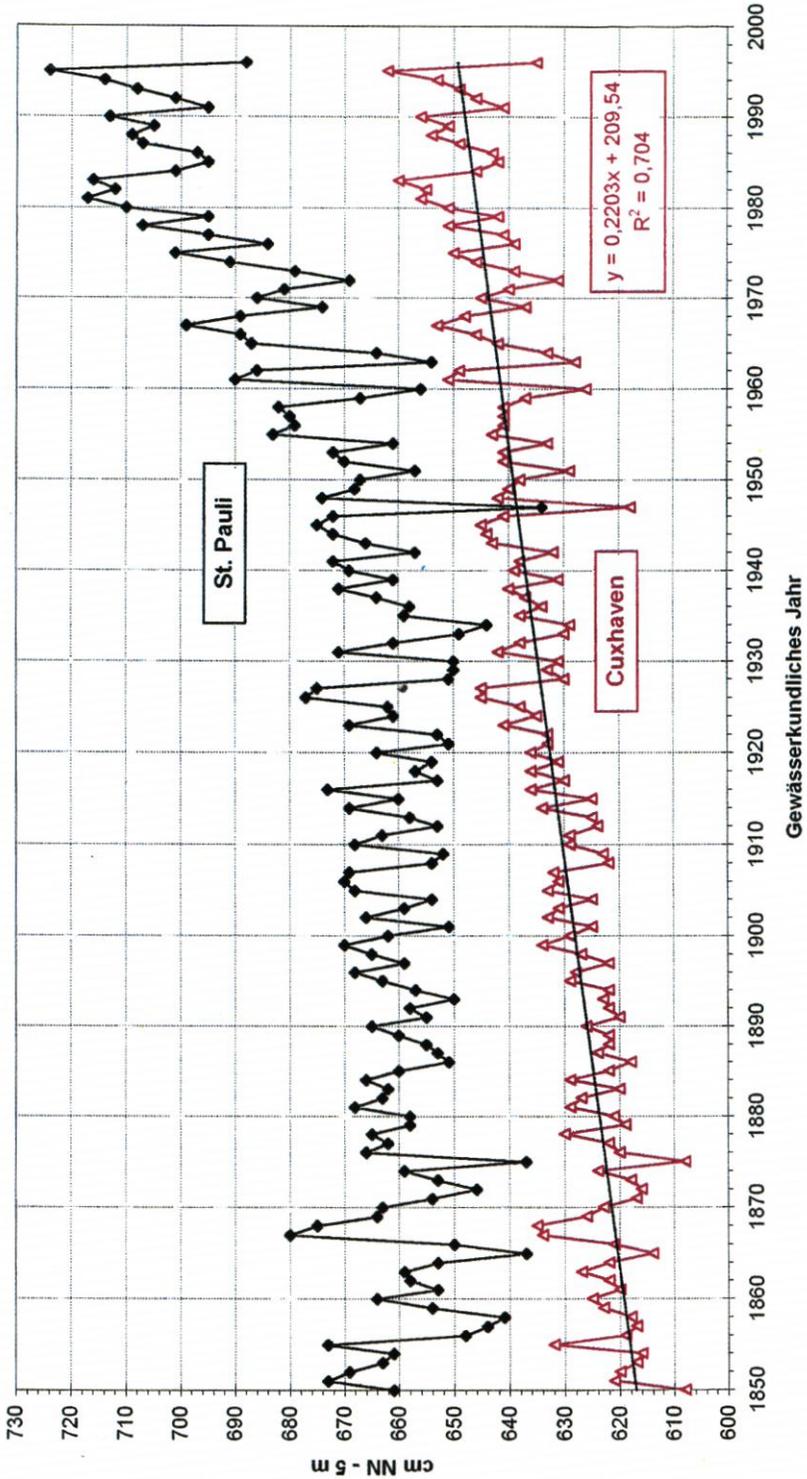


Abb. 6

MTnw Cuxhaven und St. Pauli

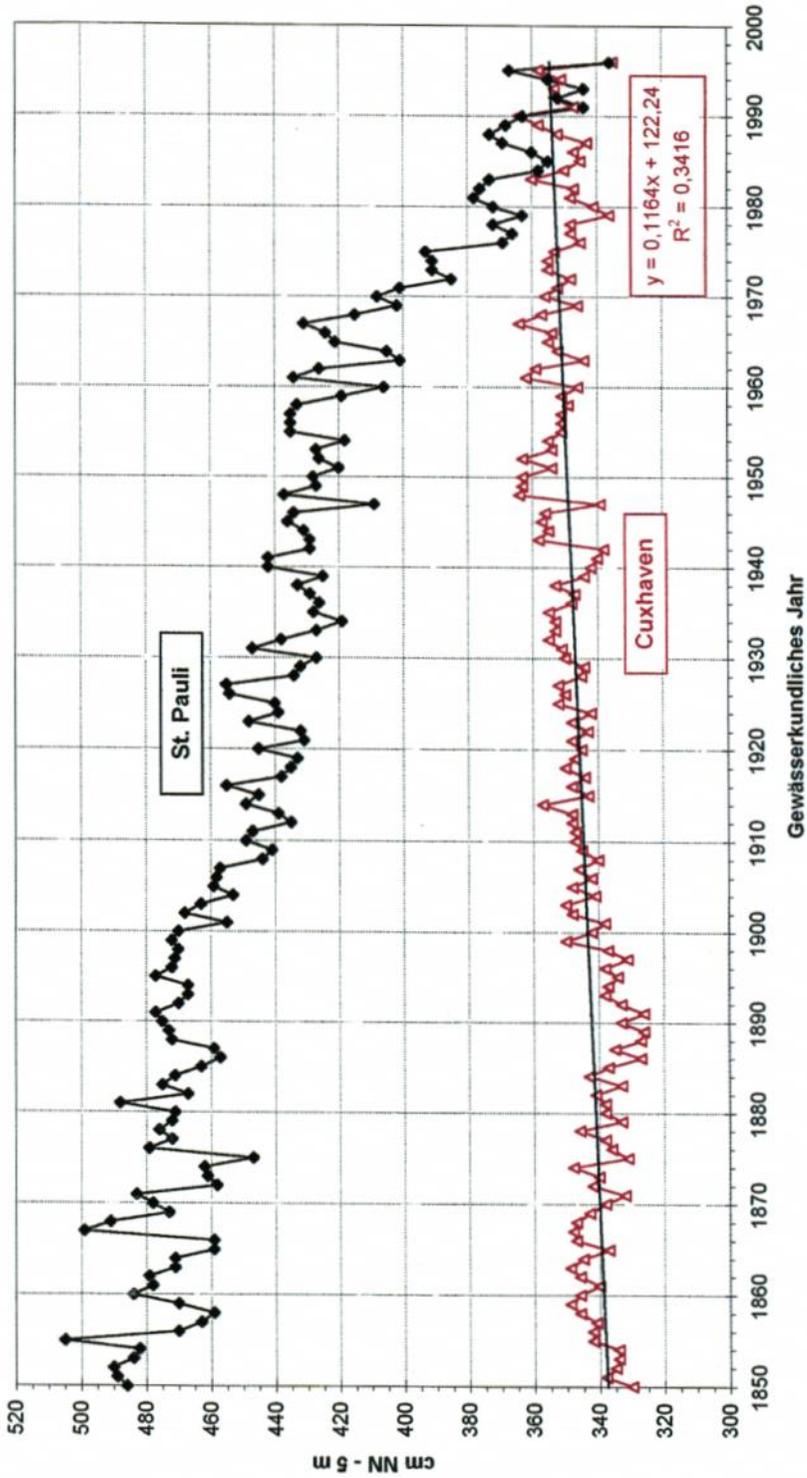


Abb. 7

MThb Cuxhaven und St. Pauli

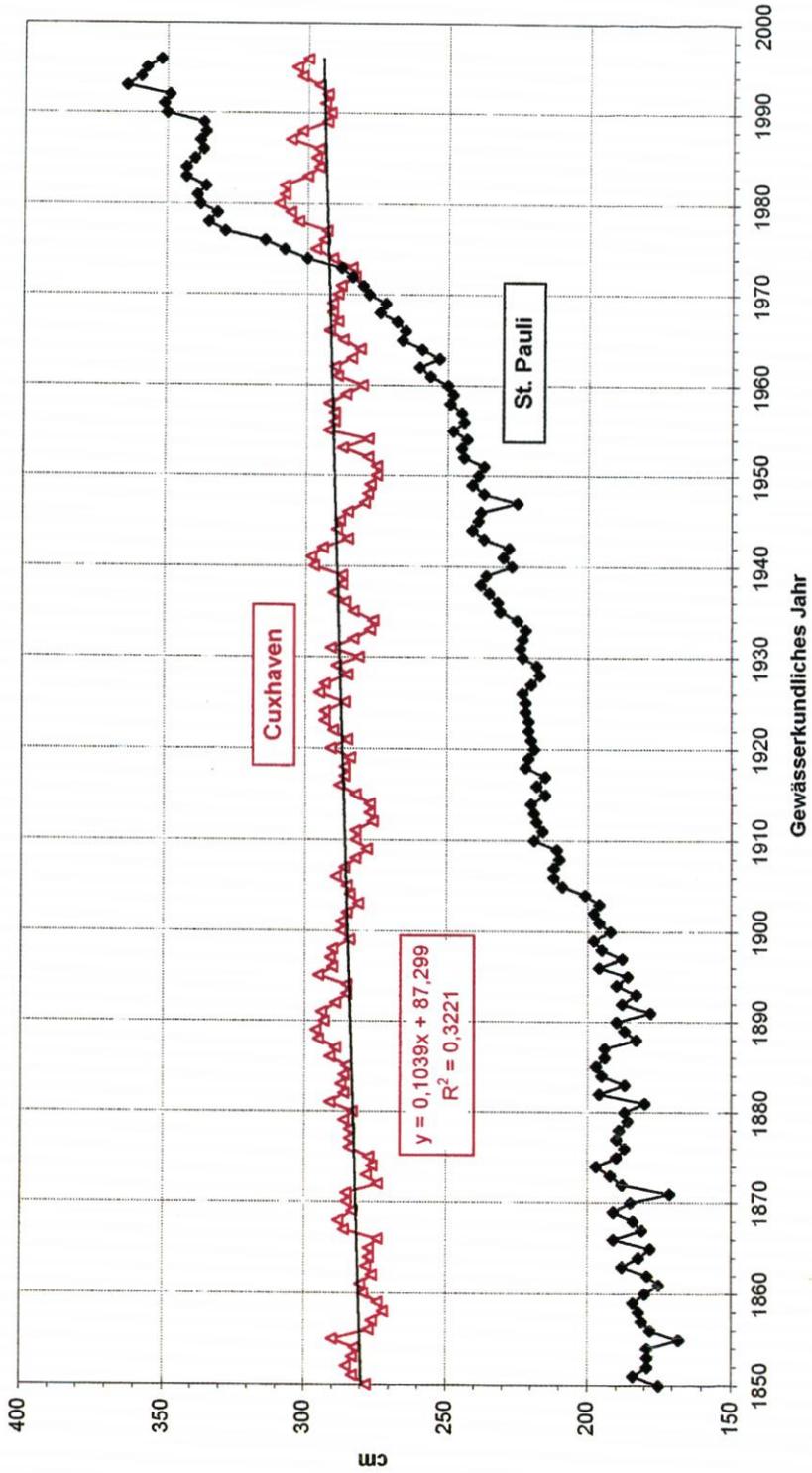
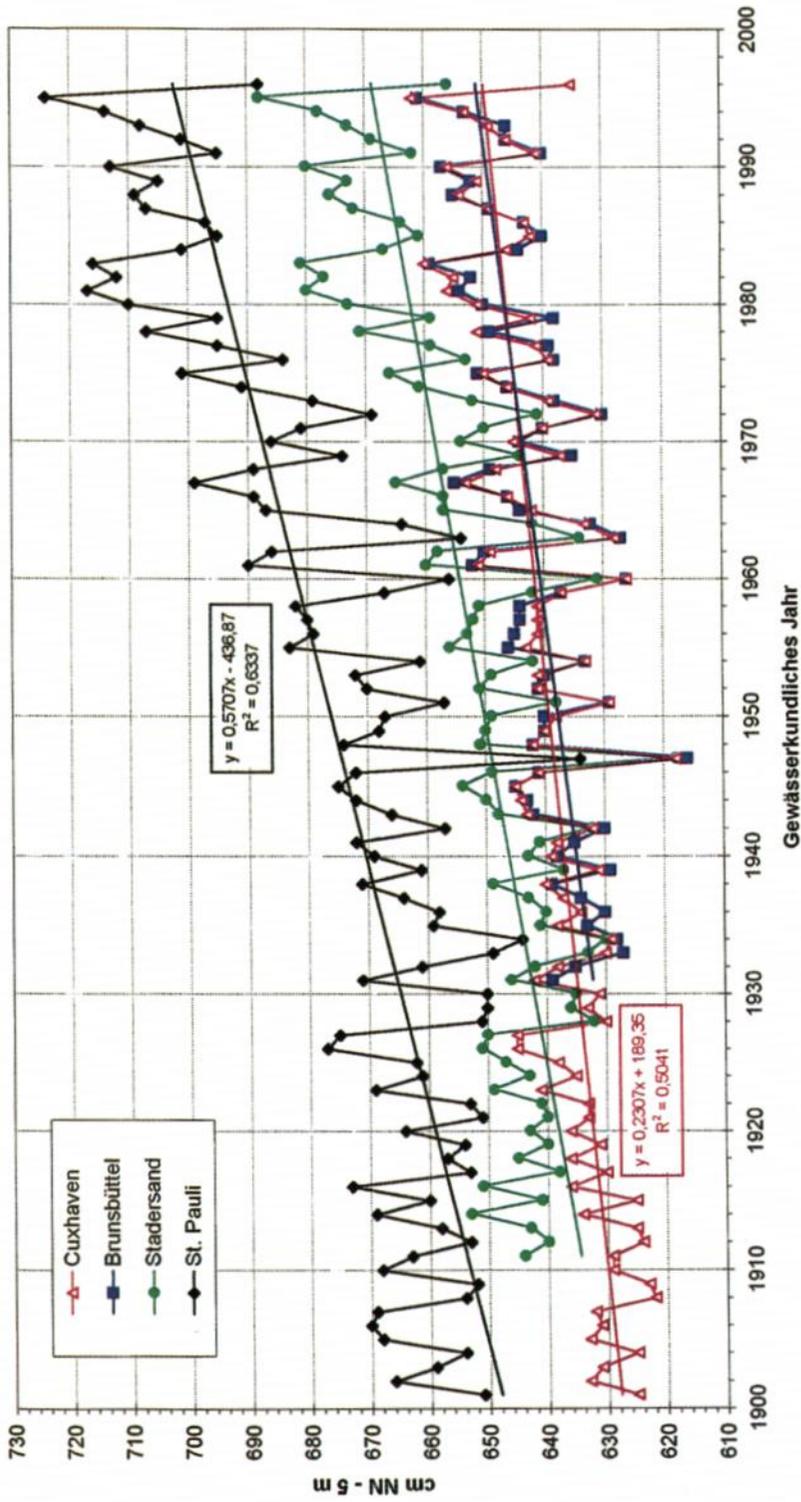


Abb. 8

MThw Cuxhaven, Brunsbüttel, Stadersand und St. Pauli



Gewässerkundliches Jahr

Abb. 9

MTnw Cuxhaven, Brunsbüttel, Stadersand und St. Pauli

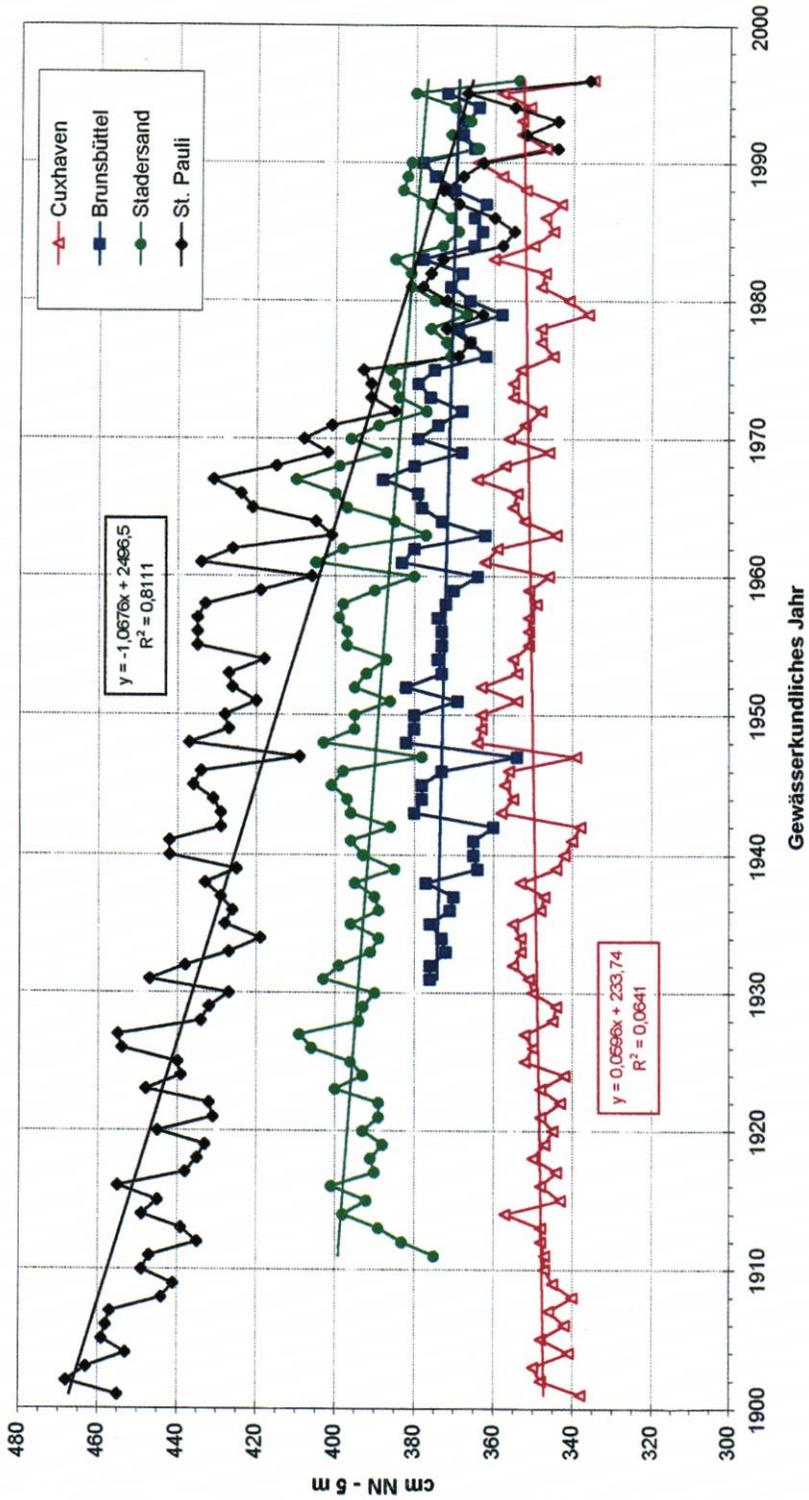


Abb. 10

MThb Cuxhaven, Brunsbüttel, Stadersand und St. Pauli

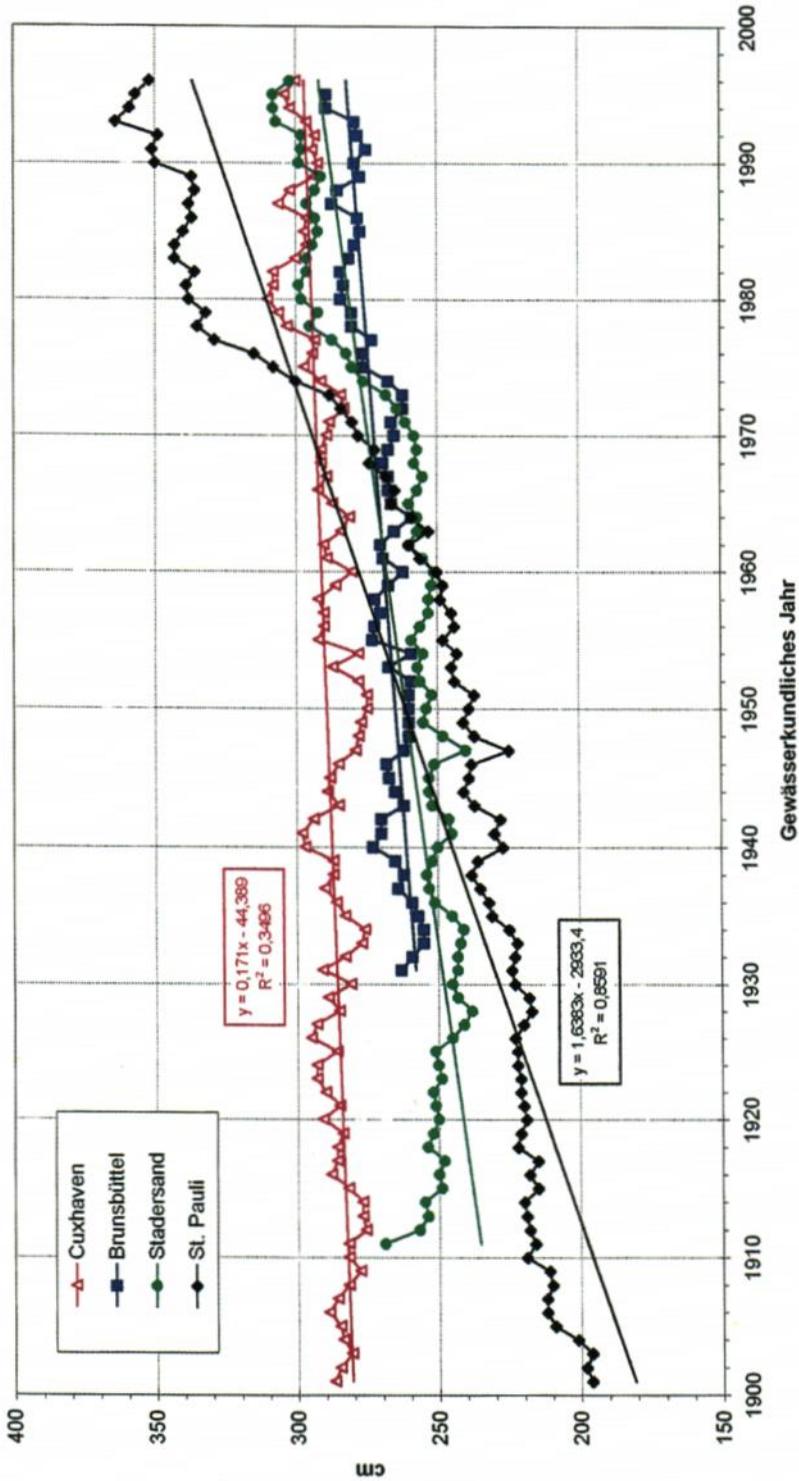


Abb. 11

dar, das auch 1962 nicht erreicht wurde. Am nächsten kommt ihm der 23./24. 2. 1976 mit 29 m/s über 3 Stunden. Höhere Geschwindigkeiten wurden kaum, und dann nur für kurze Zeit, gemessen.

Inzwischen wurden von der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, AUSSENSTELLE KÜSTE (1996) im Rahmen der Umweltverträglichkeitsuntersuchung für die Fahrrinnenanpassung der Unter- und Außenelbe umfangreiche Modellrechnungen für den topographischen Zustand 1992 durchgeführt, u. a. mit der Bemessungssturmflut 2085 A. Dabei wurde der Bemessungswind nach einem Modell des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES über der Elbe naturähnlich variiert.

Die Ansätze in Anlehnung an die Sturmflut vom 3. 1. 1976 bleiben also bestehen. Folgenden Hinweisen soll in Zukunft nachgegangen werden:

- a) Aussagen von SCHMIDT (1994) wie auch von VON STORCH (1994) zur möglichen Zunahme stärkerer Stürme<sup>2</sup>;
- b) Aussagen von GÖNNERT aus dem laufenden KFKI-Projekt zur Zunahme der Dauer von Windstaukurven;
- c) In den Niederlanden wurden zur Risikoabschätzung bisherige extreme Stürme in ihrer Tidephase, Stärke (bis auf 175 %), Dauer und geographischen Position variiert. – Ähnliches hat STROM- UND HAFENBAU vor 10 Jahren gemacht (SIEFERT u. HAVNØ, 1989);
- d) Untersuchungen der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU – AUSSENSTELLE KÜSTE in einem 1997 begonnenen KFKI-Projekt zur Wirkung des lokalen Windes über den Ästuaren.

### 3.2.2 Oberwasserzufluß

Alle neueren Untersuchungen zeigen, daß der Stau in Cuxhaven weitgehend unbeeinflußt vom Oberwasserabfluß  $Q_o$  ist, der in Neu-Darchau gemessen wird.

Es ergaben sich zwei Fragen, nämlich nach

- der als Abfluß zu wählenden Wassermenge und
- dem Einfluß von  $Q_o$  auf die HThw-Höhen.

<sup>2</sup> SCHMIDT (1994): „Aus den vorliegenden langen Reihen der objektiven Meßwerte des Luftdruckes ergeben sich für den Nordatlantik und die Deutsche Bucht keine Anzeichen für einen säkularen Trend im Wind. Es resultieren lediglich Hinweise auf ausgeprägte langperiodische Schwankungen des Klimasystems. Die überdurchschnittlich hohen Windwerte und Tiefdrückhäufigkeiten der letzten Jahre sind teils die höchsten Werte des Jahrhunderts. Es kann aber mit den anerkannten Methoden der Klimadiagnostik nicht nachgewiesen werden, daß sie nicht Bestandteil des Gesamtkollektivs sein können (einfacher ausgedrückt: sie müssen noch als Ausdruck des normalen Klimageschehens angesehen werden). Damit ist auch eine meteorologische Ursache für eine eventuelle säkulare, trendartige Veränderung des Sturmflutgeschehens nicht erkennbar.“

VON STORCH (1994): „Was die Stürme in unseren Breiten angeht, so gilt für die Hamburger Klimamodellrechnungen:

- Es deutet sich eine langsame Intensivierung der Sturmätigkeit an, die aber so gering ist, daß die Nachweisgrenze für so eine Veränderung erst in Jahrzehnten erreicht wird - wenn überhaupt.
- Bisherige Beobachtungsdaten, die frei von zeitlich sich ändernden Meß- und Analysefehlern sind, deuten eine derartige Entwicklung nicht an.

In der Öffentlichkeit geäußerte Aussagen, wonach die „extremen Schwankungen und ungewöhnlichen Wettererscheinungen“ in Zukunft zunehmen werden, werden von den Klimamodellen nicht gestützt.“

*Zum Abfluß für die maßgebende Sturmflut:*

- $MQ_0$  liegt zwischen 700 und 800  $m^3/s$
- $HHQ_0$  erreichte 3840  $m^3/s$  (Ermittlung ungenau) am 7. 4. 1895
- bei 255 Sturmfluten seit 1901 traten ein:

$Q_0$ in $m^3/s$	Anzahl Sturmfluten	Bemerkungen
1400–1600	9	
1600–1800	6	
1800–2000	4	
2000–2200	1	29. 12. 1974
2200–2600	0	
2600	1	24. 2. 1946; $Q_0$ unsicher

21 von 255

Niedersachsen verwendete bisher den 1974 bei einer mittleren Sturmflut aufgetretenen Wert von 2150  $m^3/s$  (ING.-KOMMISSION, 1979, S. 33). Neue Erkenntnisse über das mögliche Zusammentreffen hohen Windstaus mit großen  $Q_0$  sind nicht vorhanden. Die Arbeitsgruppe sieht keine Veranlassung, zur Ermittlung der maßgebenden Sturmflut einen höheren Wert zu nehmen. Sie empfiehlt jedoch, den Windstau mit einem auf 2200  $m^3/s$  aufgerundeten Oberwasserzufluß zu kombinieren. Dieser Wert wurde 1926/96 i.M. an drei Tagen im Jahr überschritten.

 *$Q_0$ -Einfluß auf hohe  $HThw$  in der Elbe:*

Untersuchungen zu diesem Thema mit mehreren sehr hohen Sturmfluten stammen aus verschiedenen Berichten 1984/85 des DÄNISCHEN HYDRAULISCHEN INSTITUTS. Mit der von der Arbeitsgruppe vorgeschlagenen maßgebenden Sturmflut wurde der Einfluß mit  $Q_0$  von 1800, 2200 und 2800  $m^3/s$  festgestellt. Alle Ergebnisse zeigen weitgehende Linearität. Danach werden von der Arbeitsgruppe empfohlen:

Bereich	$\Delta HThw$ in $cm/1000 m^3/s$
von Cuxhaven bis Brunsbüttel	0
bis Stadersand	5
bis Blankenese	7
oberh. Blankenese bis unterh. Bunthaus	10 bis 15
Bunthaus	20
Zollenspieker	22
Altengamme	25

#### 4. Bemessungswasserstände und Sollhöhen der Hochwasserschutzanlagen

##### 4.1 Modellergebnisse

Wie aus dem Text hervorgeht, wurden die Bemessungswasserstände in der Elbe auf der Basis der festgelegten Tide-, Wind- und Stauwerte für Cuxhaven und der Oberwasserwerte in Modellen bestimmt. Die Arbeitsgruppe hielt es 1986 für geboten, zur Absicherung der Er-

gebnisse drei Modelle, die nach unterschiedlichen Systemen konzipiert sind, einzusetzen, und zwar

- das empirische WADI-Modell des Strom- und Hafengebäudebau Hamburg<sup>3</sup>,
- das eindimensionale Verzweigungsmodell des DÄNISCHEN HYDRAULISCHEN INSTITUTS nach dem dort entwickelten „System 11“<sup>4</sup> und
- das zweidimensionale Finite-Elemente-Modell des Instituts für Strömungsmechanik der Universität Hannover mit eindimensionalem Teil oberhalb von Hamburg<sup>5</sup>.

Da der Bemessungswasserstand für einen Zeitraum von 100 Jahren gelten sollte, wurden die HThw (2085) aus der Kombination von

$$\text{mittl. Tide 1976/85} + \text{säk. Veränderung (30 cm beim Thw)} + \text{Bemessungs-Windstau (385 cm beim Thw)} + Q_0 (2.200 \text{ m}^3/\text{s})$$

ermittelt. Um jedoch Höhe und Sicherheit der heutigen Hochwasserschutzanlagen hinsichtlich dieses neuen Bemessungswasserstandes beurteilen zu können, wurden auch die HThw (1985) aus

$$\text{mittl. Tide 1976/85} + \text{Bemessungs-Windstau (385 cm beim Thw)} + Q_0 (2200 \text{ m}^3/\text{s})$$

ermittelt. Die Ergebnisse mit der ungünstigsten Windstaukurve (A auf Abb. 2) sind für einige Standorte unten gegenübergestellt. Die darauffolgende Tabelle enthält die daraus abgeleiteten und 1988 veröffentlichten Bemessungswasserstände sowie die neuen Berechnungen der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (1996). Die Berechnungen gelten für gelegtes Wehr in Geesthacht. Bei geschlossenem Wehr wären bei hohen Sturmfluten die Scheitel im Hamburger Hafen bis zu 10 cm, oberhalb von Bunthaus um 10 bis 40 cm höher (Berechnungen des DÄNISCHEN HYDRAULISCHEN INSTITUTS (1985) mit 4 Sturmfluten).

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

<sup>3</sup> Erläuterungen und Genauigkeiten bei STIEFERT u. CHRISTIANSEN (1983)

<sup>4</sup> Erläuterungen dazu bei ABBOTT et al. (1973)

<sup>5</sup> Kurze Beschreibung bei THEUNERT u. ZIELKE (1983)

Bemessungswasserstand nach LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) sowie Berechnungen der BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (1996) für die Bemessungssturmflut im topographischen Zustand von 1992

Ort	Bemessungswasserstand (m NN)	HThw (2085 A) nach BAW/AK (1996) (m NN)
Cuxhaven	5,65	5,65
Altenbruch	5,9	
Ostemündung	6,0	
Brunsbüttel	6,2	6,0
Brokdorf	6,4	6,25
Glückstadt	6,5	6,4
Kollmar	6,7	6,6
Stadersand	6,8	6,8
Lühort	6,9	6,9
Schulau	7,0	7,0
Cranz	7,0	7,1
Blankenese	7,1	7,1
Seemannshöft	7,2	7,2
Reiherstieg	7,3	
Brandshof	7,3	
St. Pauli	7,3	7,3
Baakenhöft	7,3	
Sperrwerk Billwerder Bucht	7,3	
Schöpfstelle	7,4	7,4
Köhlbrandhöft	7,2	
Altenwerder	7,3	7,3
Harburg	7,3	7,3
Spadenland	7,4	
Bunthaus	7,5	7,45
Over	7,5	7,5
Fliegenberg	7,6	
oberhalb Zollenspieker	7,7	7,65
Drage	7,8	
Altengamme	7,8	7,8
Geesthacht	7,9	7,9

#### 4.2 Zum Wellenauflauf

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

Nach Auffassung der Arbeitsgruppe sollte der Wellenaufbau – wie in den Niederlanden – über den Ansatz

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

ermittelt werden (BATJES, 1971). Dabei sind

$\bar{T}$  = mittl. Wellenperiode in s

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

$g$  = Erdbeschleunigung in  $m/s^2$

$m$  = Böschungsneigung 1:n

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

Die Böschungsneigungen an den Elbdeichen sind in

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

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

Hamburg: oberhalb Finkenwerder 1:3

Um Auflauf an Deichen und Überlauf bei Wänden berechnen zu können, müssen die Seegangparameter  $\bar{T}$  und  $H_{1/3}$  bekannt sein. Leider gibt es auf der Elbe so gut wie keine Seegangsmessungen, bei hohen Sturmfluten gar keine. Es liegen nach Messungen von STROM-UND HAFENBAU HAMBURG, der WASSER- UND SCHIFFFAHRTS DIREKTION HAMBURG und vom LEICHTWEISS-INSTITUT der TU Braunschweig nur wenige Anhaltswerte vor, die im ersten Bericht der LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) veröffentlicht wurden. Hamburg ist inzwischen den Weg gegangen, den Wellenauflauf nach numerischen Seegangsberechnungen und Aufnahmefmessungen i. M. 1:10 örtlich differenziert zu bestimmen (SIEFERT, 1996). Einen Eindruck von der Berechnung der Auflauhöhen in Hamburg – und in Niedersachsen an der oberen Tideelbe – gibt Abb. 12.

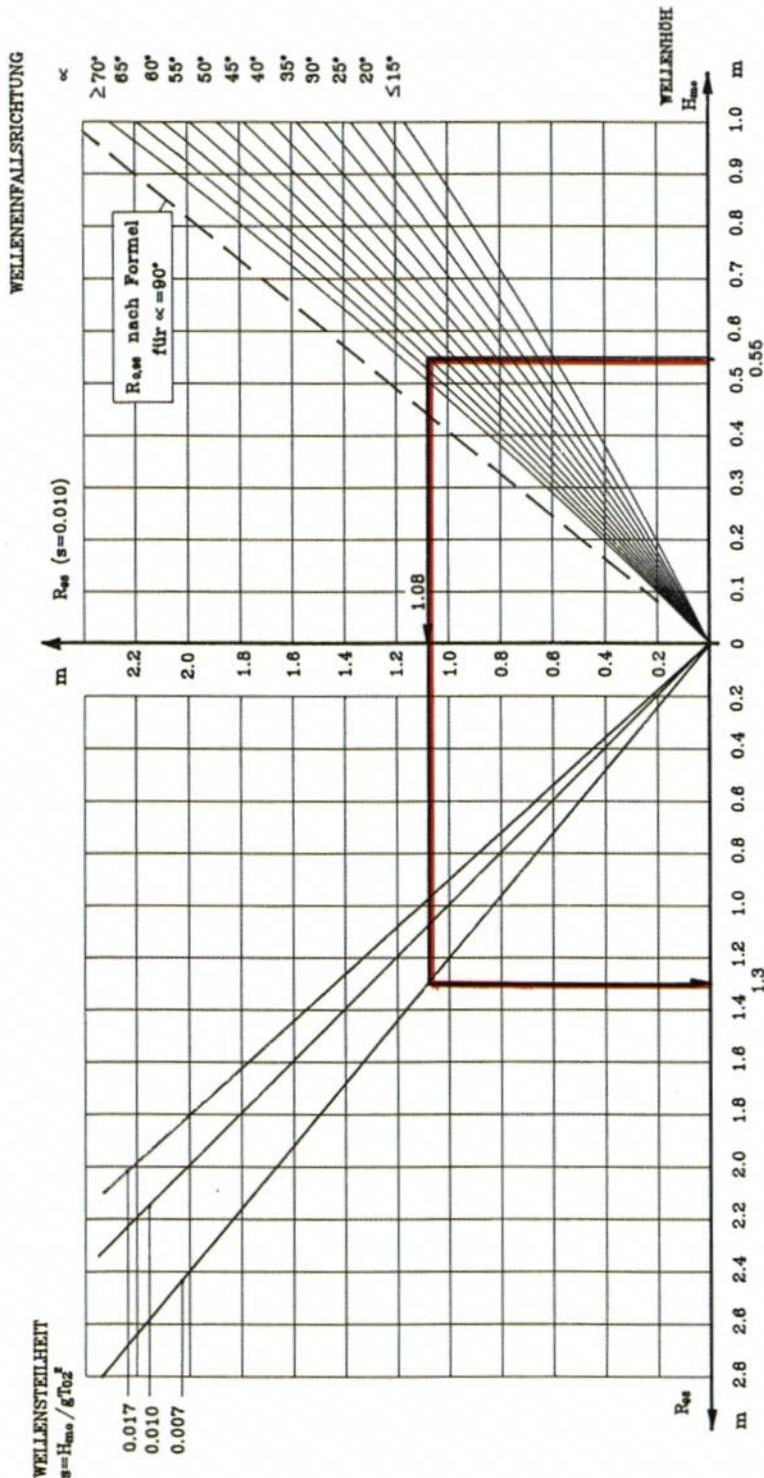
Inzwischen gibt es auch erste Erkenntnisse, daß die o. g. Auflaufformel recht unscharf ist. Damit bietet sich der in Hamburg praktizierte Weg an. Ferner bleibt abzuwarten, welche Ergebnisse vorgesehene Projekte zu Auf- und Überlauf bringen werden. Der Arbeitsausschuß empfiehlt dennoch weiterhin ein Seegangs- und Wellenauflauf-Meßprogramm in der Elbe an etwa 10 Punkten über mehrere Jahre.

## 5. Diskussion alternativer Bemessungsansätze

### 5.1 Zu den astronomischen Einflüssen

Die Anziehungskräfte der Gestirne und die Drehbewegung der Erde führen etwa alle 2 Wochen zu Springtiden mit besonders niedrigen  $T_{nw}$  und besonders hohen  $T_{hw}$ . Dabei erreichen pro Monat etwa 5 Tiden eine Höhe von 30 cm unter  $MT_{nw}$  bzw. über  $MThw$ ; Einzelwerte sind größer, aber sehr selten. Nach Aussagen des BUNDESAMTES FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE sollen für Cuxhaven maximale  $T_{hw}$ -Erhöhungen von 60 cm durch astronomischen Einflüsse möglich sein. Genaue Unterlagen oder Berechnungen sind der Arbeitsgruppe nicht bekannt. Für 1984/86, also rd. 2100 Tiden, lagen z. B. die höchsten berechneten  $T_{hw}$  weniger als 50 cm über den  $MThw$  und traten im Sommer auf. Es ist festzuhalten, daß der Springeinfluß elbaufwärts abnimmt. Aus den BSH-Berechnungen leitet die Arbeitsgruppe folgende Hinweise ab:

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



Nomogramm zur Bestimmung von  $R_{90}$  als Funktion von Wellenhöhe ( $H_{mo}$ ), Welleneinfallrichtung ( $\alpha$ ) und Wellensteilheit ( $s$ ) für eine Böschung 1:3  
 Beispiel:  $H_{mo} = 0.55$  m,  $s = 0.010$ ,  $\alpha = 60^\circ$  ergibt auf der rechten Seite des Nomogrammes:  $R_{90} = 1.08$ m  
 Wenn  $s = 0.007$ , ergibt die linke Seite des Nomogrammes:  $R_{90} = 1.30$ m

Abb. 12

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

Aus den Unterlagen des noch nicht abgeschlossenen KFKI-Projektes „Windstauanalysen“ sind vorab nach Auskunft von GÖNNERT folgende Erkenntnisse zu nennen:

- Von den 192 Sturmfluten des Projektkollektivs liegen 32 im engeren Springtidezeitraum, d. h. der eigentliche Windstau um Thw ist um den Springeinfluß vergrößert;
- 15 dieser 192 Sturmfluten traten während des engeren Nipp tidezeitraumes auf;
- die astronomischen Höhenänderungen überschritten 50 cm nicht.

## 5.2 Zu Fernwellen

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

- Höhen zwischen 0,3 und 1,2 m (bzw. 1,7 m für schnell über die Nordsee ziehende Tiefdruckgebiete)
- Perioden zwischen 7 und 24 h
- Scheitel zu 90 % um MTnw eintretend.

Im Rahmen des o. g. KFKI-Projektes werden Daten des BSH von 1970 bis 1995 ausgewertet. Fernwellen werden definiert nach der Höhe in Aberdeen, die oberhalb der Normaltide erreicht werden. Sie werden erfaßt, wenn sie eine Höhe oberhalb der „alltäglichen Schwingung“ erreichen, d. h.  $\geq 40$  cm sind. Eine projektorientierte Überarbeitung des Kollektivs erbrachte eine Anzahl von 76 Fernwellen in Aberdeen, die auch in Immingham und Cuxhaven als erhöhter Wasserstand ankamen. Aus diesem Kollektiv ergeben sich folgende Erkenntnisse:

1. Die Dauer der Fernwelle wird in Aberdeen ermittelt, indem der Zeitraum mit Höhen in Aberdeen  $> 20$  cm als Dauer gilt. Nach diesem Kriterium reicht die Dauer von 8 h bis 36 h. Vereinzelte Ausnahmen (5x) erreichen eine Dauer von 40 bis 91 h. Dies ist aber mit langen andauernden „surges“ oberhalb von 20 cm in Aberdeen zu erklären, die als Fernwelle nicht immer zu deuten sind. Es wurde klar, daß die Dauer in Cuxhaven wesentlich kürzer ist.
2. Die Höhen dieser Fernwellen reichen in Aberdeen von 0,3 m bis 1,1 m.
3. Der Reststau, der in Cuxhaven ankommt und als Fernwellenhöhe außerhalb des Windinflusses interpretiert werden könnte, reicht von 0,1 bis 1,1 m.

Auch die Fernwellen sind in den Windstaukurven enthalten (Kap. 3.1.2).

## 5.3 Zur Eintrittswahrscheinlichkeit der maßgebenden Sturmflut

Der Vorschlag der Arbeitsgruppe entspr. Kap. 2 und 3 basiert nicht auf Eintrittswahrscheinlichkeiten von Scheitelwerten. Da in den Nachbarländern der Bundesrepublik aber vielfach damit gearbeitet wird, folgen einige Erläuterungen zur Eintrittswahrscheinlichkeit der Scheitelhöhe der maßgebenden Sturmflut.

In einer umfangreichen Arbeit wurden von JENSEN Anpassungsfunktionen für verschiedene Sturmflut-Zeitreihen an 10 Küstenpegeln getestet. Die dabei als beste identifizierte mit dem Jenkinson-Parameter liefert für die maßgebende Sturmflut in Cuxhaven mit

HT<sub>hw</sub> (1985) = 5,35 m NN<sup>6</sup> mit der mittl. Tidekurve 1976/85

HT<sub>hw</sub> (2085) = 5,65 m NN unter Einrechnung der säkularen Veränderungen<sup>7</sup>  
folgende Wiederkehrperioden<sup>8</sup> auf der Basis von zwei untersuchten Zeitreihen:

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

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

Die Anpassungsfunktion für die Sturmfluten der letzten rd. 130 Jahre liefert für den Scheitel der maßgebenden Sturmidekurve in Cuxhaven für den heutigen Zustand eine Wiederkehrperiode von 150 Jahren. Verkürzt man die Zeitreihe auf die letzten 50 Jahre, um den stärkeren Anstieg seit 1950 besser zu berücksichtigen, so verkürzt sich diese Periode auf 100 Jahre. Dieser Wert schien der Arbeitsgruppe 1988 realistisch. Dieselben Wiederkehrperioden werden in 100 Jahren für die HT<sub>hw</sub> (2085) gelten, wenn sich die mittlere Tide wie auf Abb. 2 verändert haben wird. Heute hat ein solches Hochwasser allerdings Wiederkehrperioden von rd. 500 bis rd. 200 Jahren entspr. Abb. 4. Durch die Wahl des  $Q_0$  mit 2200 m<sup>3</sup>/s wird für einen gleichzeitigen Eintritt von Bemessungstau und  $Q_0$  oberhalb von Glückstadt für das HT<sub>hw</sub> eine statistisch höhere Sicherheit erreicht, weil ab dort die Wasserstände durch das Oberwasser zunehmend beeinflusst werden.

Ferner wird auf die Interpretation des statistischen Parameters „Wiederkehrperiode“ aufmerksam gemacht: Abb. 13 zeigt, daß das Risiko für den tatsächlichen Eintritt eines Ereignisses mit der Wiederkehrperiode 100 Jahre innerhalb der ersten 100 Jahre nur 63 % beträgt, die Sicherheit gegen den Eintritt also noch 37 %. Erst nach rd. 500 Jahren wird das gen. Ereignis wahrscheinlich einmal eingetreten sein. Es kann in naher Zukunft sein; andererseits braucht man nicht davon auszugehen, daß eine Sturmflut mit HT<sub>hw</sub> (1985) in Cuxhaven innerhalb des nächsten Jahrhunderts überhaupt auftritt, auch wenn es die Wiederkehrperiode 100 Jahre hat.

#### 5.4 Zu Sicherheitszuschlägen

Die bisherigen Verfahren zur Bemessung der Hochwasserschutzanlagen weisen z. T. nicht genau definierte Sicherheitszuschläge aus. Bei dem hier vorgeschlagenen Verfahren mit einer Bemessungsturmflut sind derartige Zuschläge nicht mehr erforderlich, weil die mit den Zuschlägen abgedeckten Einflüsse mit ausreichenden Sicherheiten darin enthalten sind. Zum

<sup>6</sup> 1,50 m NN + 3,85 m nach Kap. 3.1

<sup>7</sup> 0,30 m MThw-Erhöhung nach Kap. 3.1.3

<sup>8</sup> Dieser Ausdruck wird heute häufig für die statistische Wahrscheinlichkeit verwendet.

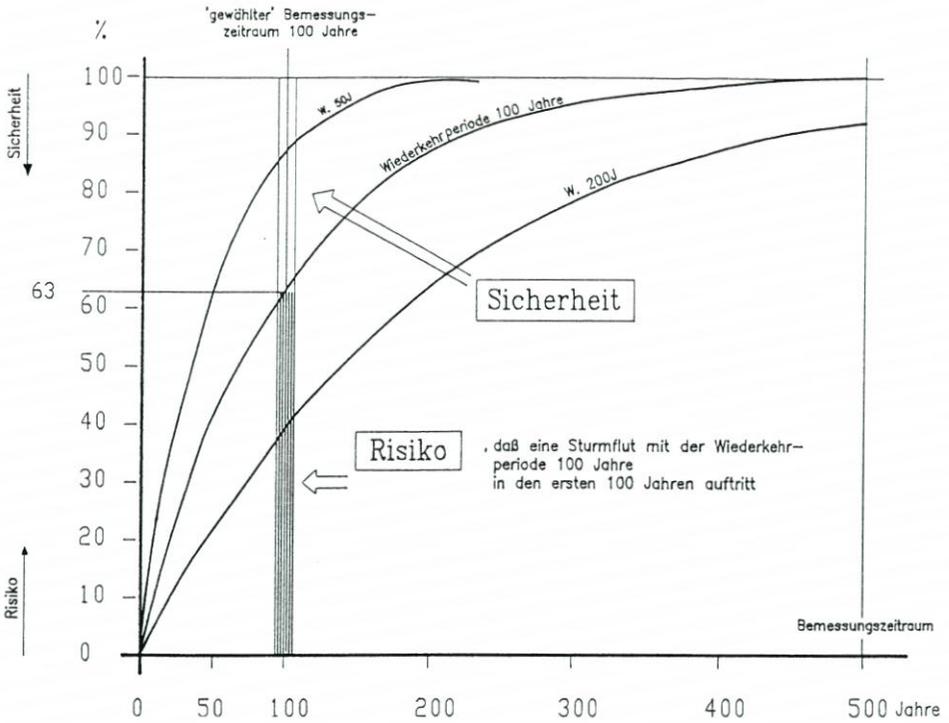


Abb. 13: Risiko und Sicherheit bei statistischen Aussagen

Bemessungswasserstand entspr. der Definition in Kap. 2 muß lediglich ein Wert aus dem örtlich sehr verschiedenen Seegangseinfluß addiert werden, um die Höhe der Hochwasser-schutzanlagen zu erhalten.

Der KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE hatte 1962 vorgeschlagen, bei konzentriertem Gefährdungspotential an Menschen und Sachwerten – wie etwa in Hamburg – zur Festlegung der Sollhöhe einen Zuschlag zu berücksichtigen.

## 6. Schriftenverzeichnis

- ABBOTT, M. B., RODENHUIS, G. S. u. VERWEY, A.: System 11, „SIVA“, a design system for rivers and estuaries. IAHR-Kongreß-Bangkok, 1973.
- BATTJES, J. A.: Run-up distributions of waves breaking on slopes. J. of Waterways, Harbours and Coastal Eng. Div., ASCE, WWI, 1971.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, AUSSENSTELLE KÜSTE: Tidedynamik bei Sturmfluten. Gutachten im Rahmen der UVU Fahrrinnenanpassung von Unter- und Außenelbe. WSA Hmb. und Strom- und Hafenbau Hmb., 1996 (unveröff.).
- ING.-KOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.
- KOOPMANN, G.: Wasserstandserhöhungen in der Deutschen Bucht durch Schwingungen und Schwall. Dt. Hydr. Z., H. 5, 1962.
- LÄNDERARBEITSGRUPPE: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. Die Küste, H. 47, 1988.
- SCHMIDT, H.: Windverhältnisse in der Deutschen Bucht. Baubeh. Hmb., Wiss. Forum „Klimaänderungen und mögliche Folgen für die Sturmfluten“, 1994.
- SIEFERT, W.: Die Sturmflut von 1825 in der Elbe. Hmb. Küstenf., H. 5, 1969.

- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W.: Wellenwirkung als Bestimmungsgröße für Bemessung. Hafenbautechn. Ges.: Hochwasserschutz für Häfen – Neue Bemessungsansätze. Hamburg 1996.
- SIEFERT, W. u. CHRISTIANSEN, H.: Entwicklung und Stand der Sturmflutvorhersagen des Hamburger Sturmflutwarndienstes. Hamb. Küstenf., H. 42, 1983.
- SIEFERT, W. u. HAVNØ, K.: Sturmflutuntersuchungen für die Elbe mit den mathematisch-hydraulischen Modellen des Dänischen Hydraulischen Instituts. Hamb. Küstenf., H. 46, 1989.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- STORCH, H. v.: Szenarien möglicher künftiger Klimaänderungen. Baubeh. Hmb., Wiss. Forum „Klimaänderungen und mögliche Folgen für die Sturmfluten“, 1994.
- STROM- UND HAFENBAU, REF. HYDROL. UNTERELBE: Sturmfluten von 1901 bis 1984 vor der südl. Nordseeküste und in Hamburg. Hamb. Küstenf., H. 44, 1985.
- THEUNERT, F. u. ZIELKE, W.: Bericht über das Forschungsvorhaben Tidedynamik in Ästuarien und ihre Veränderung durch bauliche Maßnahmen. Inst. für Strömungsmechanik, Hannover, 1983.

# Numerische Simulation der Morphogenese von Windwatten

Von RAINER LEHFELDT und VOLKER BARTHEL

## Zusammenfassung

Die Simulation von hydrodynamischen und morphodynamischen Prozessen insbesondere im Küstenbereich wird in zunehmendem Maße mit numerischen Modellen durchgeführt. In einer Weiterentwicklung der bewährten hydrodynamischen Vorhersagewerkzeuge werden im morphodynamischen Modell durch Einbeziehung der Sedimenttransportgleichungen Wasserstände, Strömungen und Wellen über einer kontinuierlich aktualisierten Topographie berechnet. Auch wegen des ungleich höheren Rechenaufwandes besteht hier noch ein Forschungsbedarf. In dem vom KFKI geförderten Projekt MorWin werden bestehende morphodynamische Simulationssysteme am Beispiel der Windwatten an der Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommerns eingesetzt und weiterentwickelt.

Da die Erstellung und das Betreiben von morphodynamischen Modellen das Zusammenwirken von mehreren Disziplinen erfordern, wird eine dezentrale Projektbearbeitung mit Zusammenführung und Kooperation beteiligter Experten durch moderne Kommunikationstechnologie auf der Basis des INTERNET im Projekt getestet. Im **virtuellen Institut MorWin** sind Institute dreier Universitäten und die beteiligten Behörden vernetzt und haben Zugriff auf Daten, Tools und Ergebnisse der Rechenläufe.

Die Ergebnisse werden für die Planung von Küstenschutzmaßnahmen (großräumig) sowie für die Erstellung von Bagger- und Strombaustrategien im Rahmen der Unterhaltung der Nordzufahrt nach Stralsund benötigt.

Die erste Phase des Projekts, über die hier berichtet wird, ist nach zwei Jahren Laufzeit weitgehend abgeschlossen. Dabei wurden neben einer umfassenden Sammlung und Auswertung von Natur- und Modelldaten auch numerische Tools weiterentwickelt und verifiziert sowie die Grundlagen für das virtuelle Institut erarbeitet. Weitergehende Entwicklungen sowie insbesondere die Definition von morphodynamisch wirksamen Szenarien und praktische Anwendungen werden Gegenstand der zweiten Phase sein.

## Summary

*The simulation of hydrodynamic and morphodynamic coastal and estuarine processes with numerical models has become an important feature of coastal engineering practice. In a more recent development, the inclusion of sediment transport formulae into the hydrodynamic simulation and the continuous updating of the bathymetry has made the morphodynamic model an even more powerful tool for prognostic purposes. However, there is still a need for research, not only because of the computational needs for such numerical tools. Based on financial support by the Ministry for Research and Technology through the German Coastal Engineering Research Council (GCERC/KFKI) the project MorWin will verify and further develop existing morphodynamic codes which will be applied to the evolution of wind-generated flats in the Baltic sea at the coast of Mecklenburg-Vorpommern.*

*The development and operation of morphodynamic models require the cooperation of experts of various disciplines. Commonly, these experts are not located in the same place and have to be joined using means of modern communication technology based on the INTERNET. The virtual institute MorWin encompasses and actively connects scientists and engineers from 3 university institutes and the involved governmental bodies. Everybody has access to and control of data, simulation tools, results of model runs and pre- and post-processing software.*

*The results of the project, simulation tools and virtual cooperation, are needed for planning and design processes in coastal protection (wide area) as well as for dredging strategy and training measures for the access channel to the Port of Stralsund.*

*The first phase of the project, described in the following, has almost been completed after two years. Together with comprehensive data mining and assessment numerical tools have been developed and verified. The framework of the virtual institute was established. Further development together with the definition of scenarios of significant morphodynamic activity and practical applications of the tools will be the main issues of phase II.*

## Inhalt

1. Untersuchungsgebiet und Morphodynamik .....	258
1.1 Hydro- und morphodynamische Prozesse .....	258
1.2 Windwatten .....	260
2. Projektarbeitsumgebung .....	264
2.1 Stand der Modelltechnik .....	264
2.2 Virtuelles Institut MorWin .....	265
2.2.1 Organisation .....	266
2.2.2 Arbeitsweise .....	267
2.2.3 Technologiehintergrund .....	267
3. Modellanwendung .....	268
3.1 Eingesetzte Modelle .....	268
3.2 Informationsbasis .....	270
3.3 Erste Ergebnisse .....	273
4. Zusammenfassung und Ausblick .....	274
5. Danksagung .....	275
6. Schriftenverzeichnis .....	275

### 1. Untersuchungsgebiet und Morphodynamik

Die weitgehend tidefreien Küsten der Ostsee unterliegen Verformungen, die von Windwellen, winderzeugten Strömungen sowie Wasserstandsschwankungen und deren Sekundärströmungen hervorgerufen werden. In dieser dynamischen Umgebung müssen die Zufahrten zu den Häfen, die als tiefe Rinnen in den Küstensaum einschneiden, auf Tiefe gehalten werden. Darüber hinaus gilt es im Rahmen von Küstenschutzmaßnahmen Abbruchbereiche zu erkennen, zu sichern und langfristig das Transportgeschehen so zu beeinflussen, daß der Schutz von Menschen und Objekten im Küstenraum gewährleistet ist.

#### 1.1 Hydro- und morphodynamische Prozesse

Das Küstengebiet der Ostsee im Bereich der Gellenbucht umfaßt das in Abb. 1 dargestellte Untersuchungsgebiet und ist gekennzeichnet durch feine bis mittelfeine Sande [21], die sich unter den angreifenden Kräften ständig umlagern.

Die Vorgänge, die sich bei Auflaufen der winderzeugten Wellen in flaches Wasser, beim Brechen und Rückströmen und bei den Wechselwirkungen mit der Topographie abspielen, sind komplex und noch nicht vollständig erforscht. Es ist jedoch allgemein bekannt, daß je nach Anlaufrichtung der Wellen eine Küstenlängsströmung entsteht, die eine ständige Verlagerung von Sediment bewirkt. Dieser küstenparallele Längstransport führt je nach Intensität der Seegangseinwirkung in einigen Bereichen zu Erosion und schließlich Küstenabbruch; in anderen Gebieten, die vor Seegangswirkung besser geschützt sind, erfolgt eine Akkumulation des transportierten Materials.

Überlagert wird die seegangsinduzierte Strömung durch kurz- und längerfristige Was-

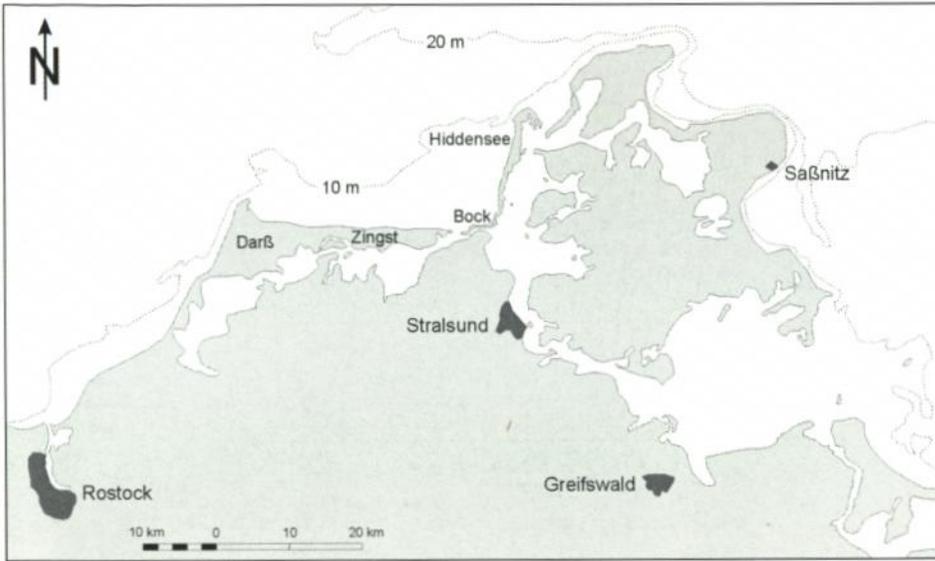


Abb. 1: Übersichtsplan Deutsche Ostseeküste mit Untersuchungsgebiet

serstandsänderungen, die durch die Tideerscheinung in der Nordsee und Windstau in der Ostsee angeregt werden. Die sogenannten ‚Schwappeneffekte‘ kommen mit Perioden von 1 Stunde (in Buchten und Förden) bis zu 47 Stunden in der gesamten Ostsee in NO-SW-Richtung vor. Wasserstandsänderungen von bis zu 3 m in wenigen Stunden führen einmal zur Verschiebung der Wellenangriffshorizonte auf das Sediment und damit zu Abbrüchen auch an den Steilufern, aber auch zu Strömungen, die an den Materialumlagerungen nicht unerheblich beteiligt sein können. Abb. 2 zeigt kurzfristige Wasserstandsänderungen am Pegel Warnemünde.

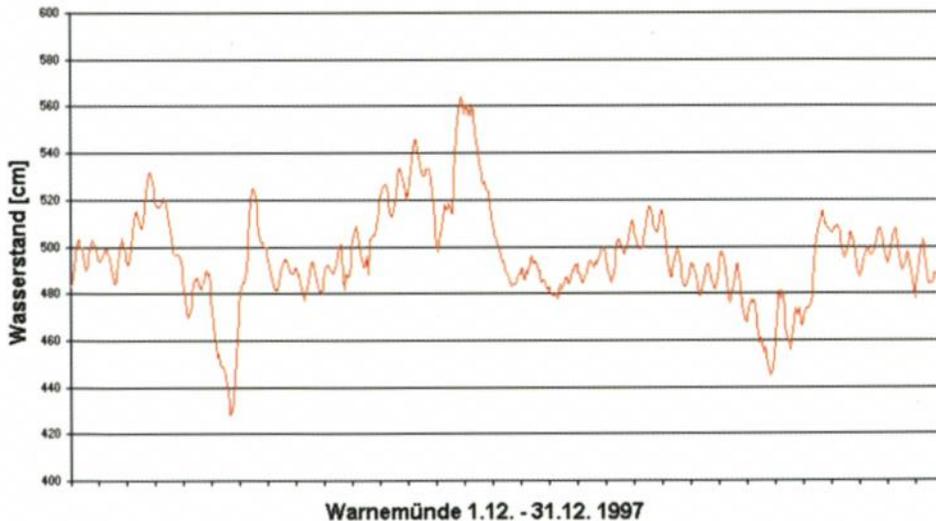


Abb. 2: Wasserstandsänderungen am Pegel Warnemünde, Dezember 1997

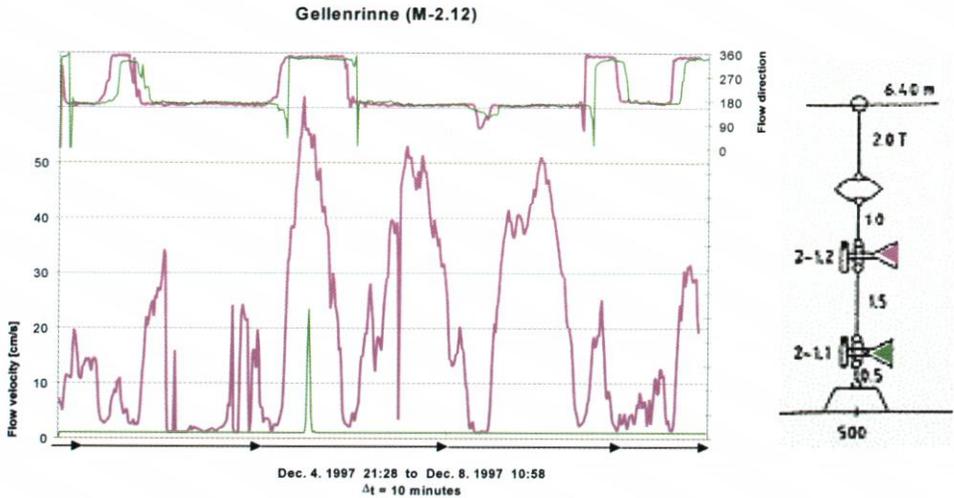


Abb. 3: Dauerstrommessungen in der Gellenrinne, Dezember 1997

Die mit der Änderung der Wasserstände einhergehenden Strömungen sind durch die Ergebnisse von Dauerstrommessungen in der Gellenrinne im Dezember 1997 in Abb. 3 gekennzeichnet. Die Messungen zeigen, daß die Strömung innerhalb einer Stunde über die gesamte Wassersäule kentert und Spitzengeschwindigkeiten vom 50–60  $\text{cm s}^{-1}$  erreicht werden.

Der Vollständigkeit halber seien hier noch der Sandtransport durch Wind (äolischer Transport) und die vom Eis bewegten Sedimente genannt. Der Anteil am Gesamttransport ist jedoch gering und wird hier nicht betrachtet.

## 1.2 Windwatten

Das Untersuchungsgebiet zeichnet sich mit den Boddenketten durch eine besondere Konfiguration der Grenzen aus, die zu den noch näher zu beschreibenden Erscheinungen führt (Abb. 4). An der Zingster Außenküste erzeugen westliche und nordwestliche Winde einen Materialtransport, der in östlicher Richtung verläuft. Bei Erreichen der Insel Hiddensee, die vornehmlich in nord-südlicher Richtung orientiert ist, wird der Küstenlängstransport einmal durch die Gellenrinne unterbrochen, die einen Teil des Sediments aufnimmt und je nach Strömungsrichtung in den Seebereich vor Hiddensee oder in Richtung Stralsund in die Barhöfter Rinne transportiert. Zur gleichen Zeit werden bei Nord- bis WNW-Winden Materialströme angeregt, die sich in Richtung Süden längs der Küste der Insel Hiddensee bewegen und am südlichen Ende auf die Akkumulation des West-Ost-Transportes treffen. Diese Akkumulation zeigt sich in großen Sandablagerungen, die hier als Windwatten bezeichnet werden, deren Oberfläche bei etwa NN + 30 cm liegt und die je nach Wasserstand freiliegen oder aber um 10–50 cm überstaut sind. Auf diesen Flächen wird Material vorwiegend durch winderzeugte Wellen bewegt. Nur an den Rändern vollzieht sich auch ein strömungsabhängiger Transport.

Diese Dynamik des Windwatts „Bock“ wird schon durch eine Untersuchung von REINHARD (1953) beschrieben, der in einer Prinzipskizze (Abb. 5) die Vorgänge im Bereich

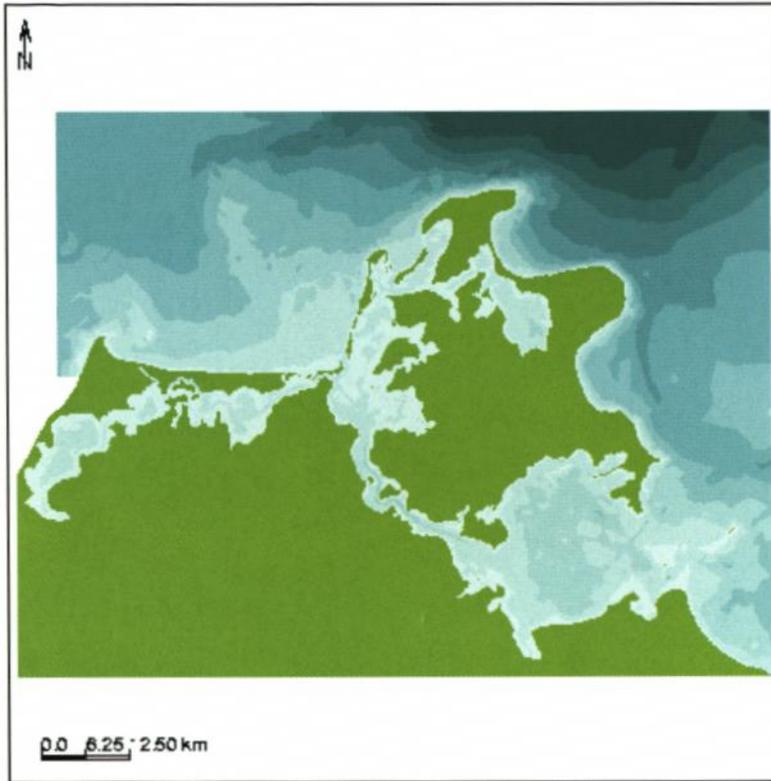


Abb. 4: Untersuchungsgebiet Gellenbucht, Darß-Zingster Boddenkette, Westrügische Boddenkette, Strelasand und Greifswalder Bodden

des Gellenstroms darstellt. Er skizziert die Transportbänder der wandernden Sande innerhalb der Sandriffsysteme entlang der Küste und den nach Süden geführten Materialstrom, der zum Aufbau des Rückstromdeltas am Geller Haken beiträgt. Bei Hochwasser verläuft bei Pramort ein Teil dieser Ströme auch direkt über die Sandflächen in die Boddengewässer. Zusätzlich eingetragen sind Transportwege auf dem Ostteil des Bock vor der Aufspülung.

Die verfügbaren Unterlagen zur morphodynamischen Entwicklung der Stromrinnenverläufe sowie der Sandbänke, den Windwatten, weisen den gesamten Küstenabschnitt als morphodynamisch sehr aktive Zone aus. Neben dem seegangsinduzierten Küstenlängstransport von Sediment und sturmhochwasserbedingten Umlagerungen prägen jedoch auch kontinuierliche Unterhaltungsbaggermaßnahmen in den Fahrrinnen die Prozesse, die in ihrer Wechselwirkung die Küstenentwicklung beeinflussen.

Anhand von Seekarten kann die morphologische Entwicklung des Nordfahrwassers seit 1879 verfolgt werden. Die Abb. 6 zeigt dazu zwei Zustände in den Jahren 1879 und 1986. Die heutigen Stromrinnenverläufe des Gellenstroms und der Barhöfter Rinne sind sehr ähnlich zu den vor 100 Jahren bestandenen Verhältnissen. Aus Sicherheitsgründen waren 1915 hier die Fahrrinnen nach Richtfeuerachsen verlegt worden. Als die stetig notwendigen Unterhaltungsbaggerungen für eine kurze Zeitspanne von 5 Jahren eingestellt werden mußten, verlagerte sich die Fahrrinne wieder um ca. 200 m nach Süden bzw. Osten.

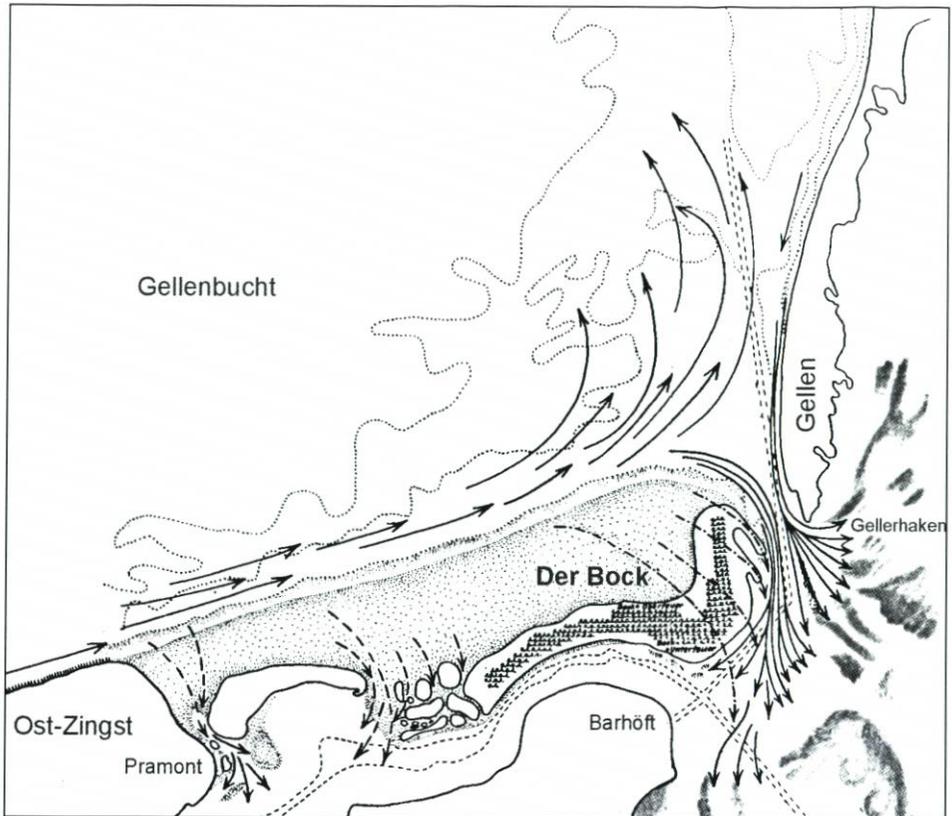


Abb. 5: Prinzipskizze zum Materialtransport im Inneren der Gellenbucht nach REINHARD Tafel 6

Zur Optimierung von Trassierung und Unterhaltungsmaßnahmen (Baggereinsatz, Strombauwerke) im Fahrrinnensystem der Nordansteuerung Stralsund gibt es derzeit wenig Entscheidungsgrundlagen. Eine quantitative Abschätzung der Vorgänge im Gesamtsystem liegt bisher nicht vor. Einzelaspekte lassen sich nach Aufzeichnungen von Baggermengen, durch Auswertung von Luftbildern oder anhand von physikalischen Modellversuchen studieren. Aussagen über die Wirkung anthropogener Eingriffe können deshalb nur auf Annahmen und Rückschlüssen auf vergangene Ereignisse beruhen.

Dies gilt insbesondere auch für den Verbleib von Baggergut. Zwischen 1906 und 1968 wurden die anfallenden Mengen auf der Sandbank Bock aufgespült. Vor allem am Nordostende erwartete man von der hochwasserfreien Ablagerung und der daraus resultierenden Verengung des Durchflußprofils eine stärkere Selbstströmung im Gellenstrom. Tatsächlich jedoch begann das System zu mäandrieren. Nach Modellversuchen der FORSCHUNGSANSTALT FÜR SCHIFFBAU (1955), deren Ergebnisse aber nicht realisiert wurden, hätte eine Verlängerung des Gellen in Form eines Sandleitdammes stabilisierende Wirkung. Derzeit wird kein Baggergut zu Strombaumaßnahmen in diesem Gebiet verwendet.

Für eine optimierte Bagger- und Strombaustrategie, in gleichem Maße jedoch auch für die Belange des Küstenschutzes und Küstenzonenmanagements, ist es erforderlich, die Dynamik der Materialbewegung in diesem Raum zu verstehen, nachzuvollziehen und Werkzeuge zu entwickeln, die eine mittel- bis langfristige Prognose ermöglichen. Diese Werk-

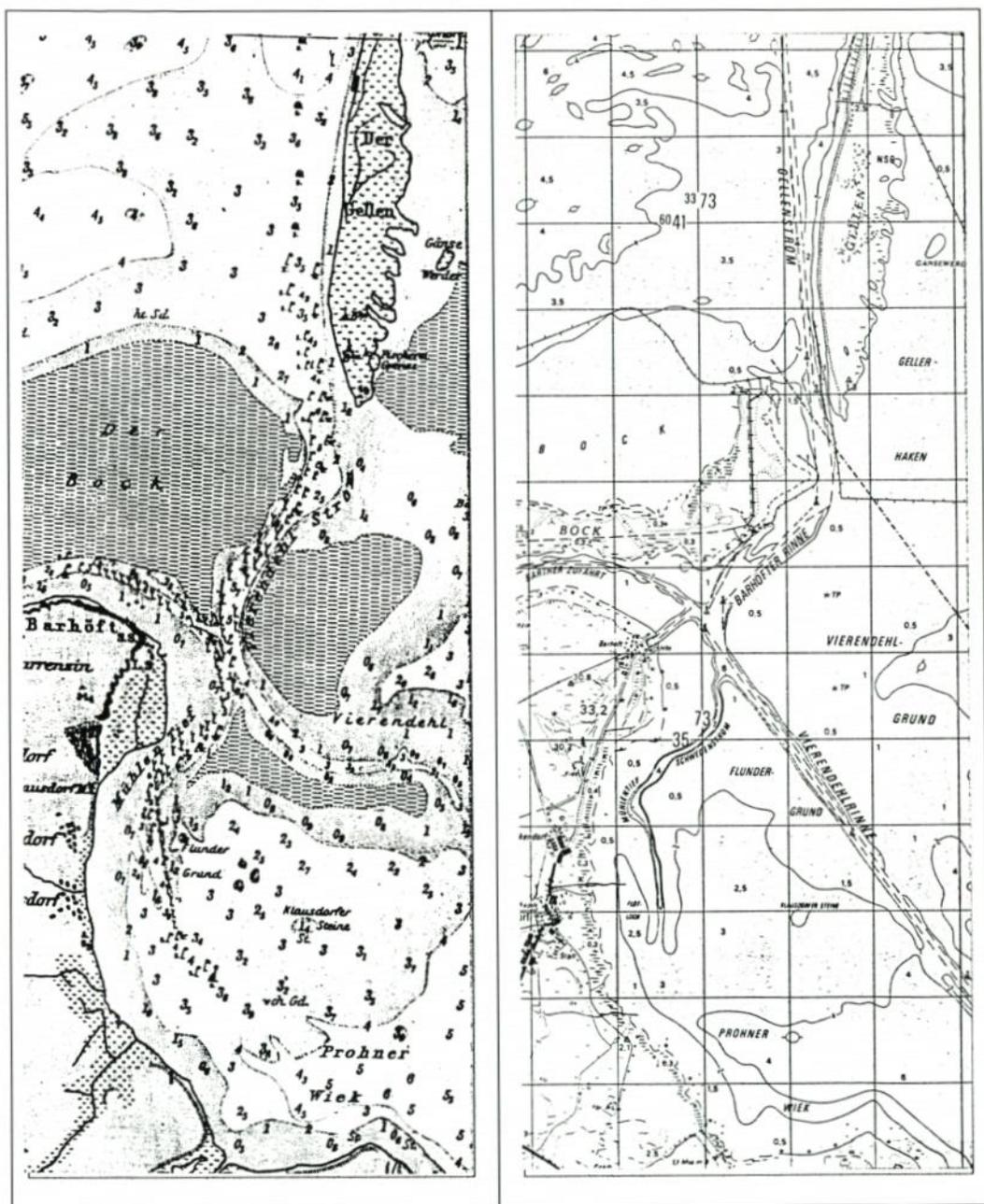


Abb. 6: Nordfahwasser Stralsund, 1879 und 1986

zeuge, in der Form morphodynamischer Modelle, sollen auf der Basis vorhandener und noch zu ermittelnder Naturmeßdaten getestet, weiterentwickelt und auch mit bestehenden kommerziellen Simulationssystemen verglichen werden.

## 2. Projektarbeitsumgebung

### 2.1 Stand der Modelltechnik

Der Schritt vom hydro-numerischen Modell zum morphodynamischen Modell ist vergleichbar mit einem Schritt in der physikalischen Modelltechnik, der in den 60iger Jahren mit wechselndem Erfolg gemacht wurde. Nachdem ursprünglich physikalische Modelle mit fester Sohle durch die reine Feststellung der Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse dazu benutzt wurden, die Wirkung von Einbauten und Vertiefungen auf die Hydrodynamik zu untersuchen und von dort aus auf die topographischen Änderungen zu schließen, fand die bewegliche Sohle wegen der damit verbundenen Problematik der Ähnlichkeitsgesetze für Sedimenttransport nur langsam Einzug in die Versuchsanstalten. Die naturähnliche Nachbildung von Erosion und Sedimentation in einem solchen physikalischen Modell wurde jedoch durch die rasante Entwicklung der rechnergestützten Verfahren überholt.

In den letzten Jahren sind numerische Modelle in der Küstenforschung in zunehmendem Maße eingesetzt worden. Es gelingt, hydrodynamische Prozesse (Wellen, Strömungen, Tide) mit zufriedenstellender Naturähnlichkeit zu simulieren. Durch die Einbeziehung einer Vielzahl von empirischen Transportformeln kann auch die Transportkapazität ausgewählter Bereiche für bestimmte Feststofftypen bestimmt und auf dieser Basis auf eine Änderung der Topographie bzw. Bathymetrie geschlossen werden. Dieser Prozeß wird seit geraumer Zeit durch die Entwicklung der morphodynamischen Modelle verfeinert. Ähnlich wie bei der Einführung der beweglichen Sohle in physikalischen Modellen wird die Veränderung der Sohle durch die hydrodynamischen Prozesse im ‚feed-back‘ laufend in die hydrodynamischen Rechnungen mit einbezogen. Die Simulation von Strömung und Seegang läuft daher immer über einer aktualisierten Topographie ab. Diese Einführung einer „beweglichen Sohle“ beim hydrodynamisch-numerischen Modell verbessert die Naturähnlichkeit und damit den prognostischen Wert einer numerischen Simulation erheblich. Die Prinzipskizze der Abb. 7 zeigt die grundsätzlichen Schritte einer solchen morphodynamischen Simulation.

Erste morphodynamische Anwendungen liegen als Ergebnis der von der EU geförderten **MA**rine Science and Technology – (MAST) Forschung vor. Im Projekt G8-M wurden von 35 europäischen Instituten Modellphilosophien und -techniken entwickelt, durch Naturmessungen und Laborexperimente validiert und verifiziert (EUROPÄISCHE KOMMISSION, 1995). Eine Vielzahl von Veröffentlichungen demonstriert den hohen Entwicklungsstand (NICHOLSON et al., 1997), der sich auch in kommerziellen Anwendungen der letzten Jahre (PRICE et al., 1995; JOHNSON et al., 1994; DANISH HYDRAULIC INSTITUTE, 1995). Als Demonstration einer deutschen Entwicklung konnte ZANKE (1995) im Auftrag der WSD-Nord die topographische Entwicklung einer der zentralen Baggerstellen in der Tideelbe in guter Übereinstimmung mit Beobachtungsmaterial über mehrere Jahre modellieren, nachdem ein ähnliches Modell für eine ‚Nachhersage‘ der topographischen Entwicklung eines Teils der Elbmündung gute Ergebnisse zeigte. Ziel einer solchen Anwendung ist es, ein brauchbares Werkzeug für die Ermittlung der Wirkung von Einbauten, Vertiefungen und im besonderen Fall der Tideelbe für die Optimierung von Bagger- und Verklappvorgängen zu entwickeln,

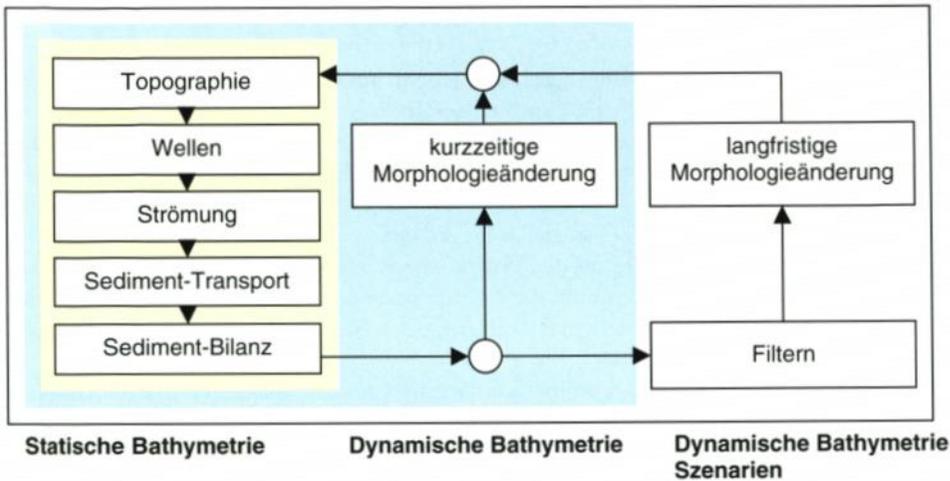


Abb. 7: Prinzip morphodynamischer Simulationen

mit dem man kurzfristig Prognosen für einen wirtschaftlich optimalen Baggereinsatz erstellen kann.

Wollte man zur Steuerung eines morphodynamischen Modells tatsächlich gelaufene oder synthetische Zeitserien von Wasserständen, Strömungen und Seegang benutzen, wäre der Rechenaufwand erheblich. Daher wird als Kernpunkt einer morphodynamischen Modellierung die Definition von Szenarien angesehen. Dies ist verhältnismäßig einfach, wenn es sich um eine Tidebewegung handelt, aus der man eine mittlere Situation herausfiltern und Extremverhältnisse kurzfristig einfließen lassen kann. Dazu gibt es Untersuchungen von LATTEUX (1995) und ZANKE (1995) hat für seine Pilotstudien in der Elbe eine mittlere und eine Extremtidensituation bestimmt, deren Kombination die Rechenzeit erheblich reduziert hat. Im tidefreien Bereich hängt jedoch ein sediment-transport-intensives Ereignis von den Wind- und Seegangsverhältnissen ab, deren Eintritt nur schwer vorhergesagt werden kann. Auf der Basis von Bewertungen vergangener Ereignisse kommt hier der Szenariendefinition besondere Bedeutung zu.

## 2.2 Virtuelles Institut MorWin

Die Aufgabenstellung zur morphodynamischen Modellierung erfordert die Bündelung von Ressourcen ähnlich einer task force mit Partnern aus den Bereichen numerische Modellierung (mit den Schwerpunkten Strömung, Seegang und Sedimenttransport), sowie Experten für Informations- und Kommunikationstechnik (Datenhaltung, Vernetzung, Dokumentation, Benutzeroberflächen) und Analysemethoden (Statistik, Szenarien). Weiterhin bildet die Datenbeschaffung einen eigenständigen Bereich, der insbesondere auch Bundes- und Landesbehörden mit einbindet.

Für diese interdisziplinäre Arbeitsgruppe wird mit dem **Virtuellen Institut** eine effiziente Projektarbeitsumgebung durch den Einsatz zeitgemäßer Kommunikationsmethoden im Internet geschaffen. Eine Anwendung von Telekooperation für eine dezentrale (verteilte) Projektbearbeitung im Küsteningenieurwesen existierte bisher noch nicht und wird in MORWIN (1997) erstmals erprobt.

### 2.2.1 Organisation

An der Projektgruppe beteiligen sich von Hochschuleite Einrichtungen der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus, der Technischen Hochschule Darmstadt und der Universität Hannover. Seitens der Bundes- und Landesbehörden sind die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nord in Kiel und das Wasser- und Schifffahrtsamt Stralsund sowie das Staatliche Amt für Umwelt und Natur (STAUN) in Rostock beteiligt. Die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in Koblenz begleitet die Arbeiten.

Eine Steuergruppe, gebildet aus den Projektleitern in allen beteiligten Institutionen sowie externen Beobachtern, übernimmt die Koordination der Aktivitäten und berät zweimal jährlich. Die Mitarbeiter der verteilten Arbeitsgruppen treffen sich regelmäßig zu Workshops für ausgewählte Themenbereiche.

Der Projektfortschritt wird online dokumentiert und ist unter der Internet-Adresse <http://morwin.bauinf.uni-hannover.de> im WorldWideWeb (Web) zu erreichen. Darüber hinaus wird jährlich ein Zwischenbericht erstellt. Diese Meilensteine sind ebenfalls im Netz verfügbar und werden zusätzlich als CD mit einem Begleitheft veröffentlicht.

Abb. 8 zeigt die Vernetzung der MorWin-Projektpartner im Internet. Die Universitäten sind unmittelbar über ein Hochgeschwindigkeitsnetz (WIN) angeschlossen, während die Verwaltungsdienststellen über ISDN-Verbindungen und Providerdienste (WIN Shuttle vom DFN Verein) ins Internet gelangen.

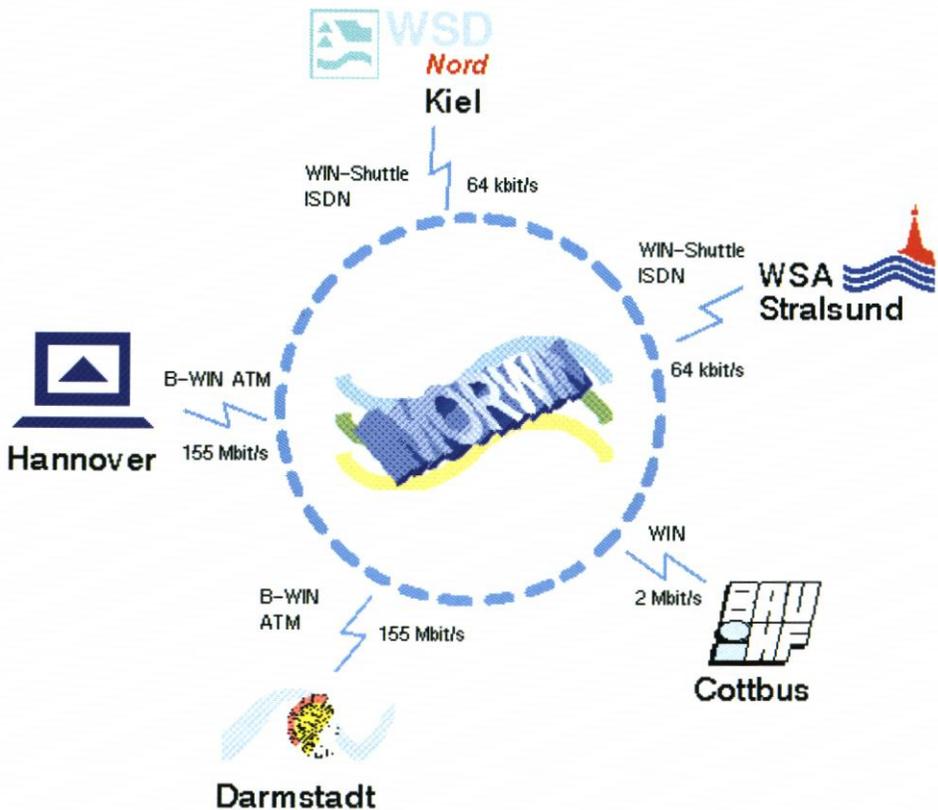


Abb. 8: MorWin-Projektpartner im Internet

## 2.2.2 Arbeitsweise

Die im Verbund arbeitenden Ingenieure profitieren von einheitlichen Analyse-, Präsentations- und Dokumentations-Methoden, die auf projekteigenen Web-Servern effizient gepflegt werden können. Eine gemeinsame Datenhaltung aller Projektdaten im Netz ermöglicht weiterhin den Aufbau einer Wissensbank, in der sämtliche Analysen verfügbar sind. Das somit geschaffene Online-Diskussionsforum unterstützt und beschleunigt den Dialog zwischen Modellentwicklern, Datenlieferanten und Modellanwendern (Auftraggebern).

Informationen aus verteilten Quellen sind mit Hilfe einer standardisierten Benutzeroberfläche für das Internet (Web Browser) an jedem Arbeitsplatz zugänglich. Das Verschneiden von Daten aus Naturmessungen und numerischen Simulationen zur Validation der Modelle sowie zur Systemanalyse der Küstengewässer ist jederzeit als transparenter Bearbeitungsprozeß online nachvollziehbar. Die damit erreichte Offenheit des Modellierungsprozesses trägt erheblich zur Qualitätssicherung der Ergebnisse bei, da insbesondere von seiten der Anwender schon frühzeitig Bewertungen einfließen können, die auf Erfahrungen vor Ort beruhen und nicht exakt als Daten dokumentiert sind.

## 2.2.3 Technologiehintergrund

Die Weiterentwicklung von Simulationsmodellen, Darstellungs- und Bearbeitungsmethoden zu einer webbasierten Modellierungsumgebung ist die konsequente Umsetzung netzbasierter Arbeitsansätze aus dem Küsteningenieurwesen (HOLZ u. LEHFELDT, 1991) mit zeitgemäßen Technologien. Dies berührt sowohl den Prozeß der Modellbildung als auch den der Programmierung. Durch den Einsatz der objektorientierten Programmiersprache JAVA werden alle Bausteine einer solchen Arbeitsplattform implizit internetfähig.

Die „Software Engines“ zum Rechnen, Analysieren und Bearbeiten sowie alle Komponenten von Benutzeroberflächen für Visualisierung, Datenhandling und Modellsteuerung bauen auf dem JAVA Development Kit (<http://www.javasoft.com/nav/whatis/index.html>) auf. Durch das Prinzip einer „virtuellen Maschine“, die sich auf sämtlichen Computer-Plattformen für die jeweiligen Anwendungen identisch verhält, wird Unabhängigkeit von Besonderheiten einzelner Betriebssysteme erreicht. Programmsysteme für verteilte Projektarbeitsumgebungen lassen sich auf diese Weise konsistent entwickeln und warten.

Mit dem Einsatz von Web-Technologie werden nützliche Multimedia-Komponenten verfügbar, die Bildmaterial aus Befliegungen oder Satellitenaufnahmen darstellen, Karten analog oder digital anzeigen, Video-Aufnahmen einbinden, Animationen von Simulationsergebnissen ablaufen lassen und weitere Meta-Informationen verwalten können. Die Quellen dieser verschiedenartigen Objekte liegen verteilt auf mehreren Webservern und bilden zusammen mit den topographischen, hydrologischen und meteorologischen Daten die Informationsbasis in der Projektarbeitsumgebung.

Lokale Dateisysteme werden durch die Web-Technologie zu einer virtuellen Einheit zusammengeschlossen, die sich konsistent für alle Partner aus Forschung und Verwaltung darstellt (MOLKENTHIN u. HOLZ, 1998). Derzeit wird daran gearbeitet, die vorhandenen Daten und ihre netzartig strukturierten Beziehungen entsprechend zu modellieren und in einer objektorientierten Datenbank (POET) zu speichern, um differenziertere Zugriffsmöglichkeiten bereitstellen zu können.

Projekteigene Webserver bieten Informationen auf Hypertext-Seiten (HTML) an, die weitergehende Betrachtungsweisen eröffnen, indem über eingebaute „links“ Hintergrundin-

formationen, Seitenaspekte, Tabellenwerke usw. auf anderen Seiten erreichbar werden. Weiterhin können über interaktive Elemente Analyse- oder Darstellungswerkzeuge genutzt werden, die als Client/Server-Applikationen mit JAVA applets/servlets realisiert sind und benutzerdefinierte Aktionen ausführen.

Neue Projektbearbeitungstechniken erfordern neue Dokumentationstechniken. Die Abb. 9 verdeutlicht den Unterschied zwischen einem konventionellen Dokument auf Papier

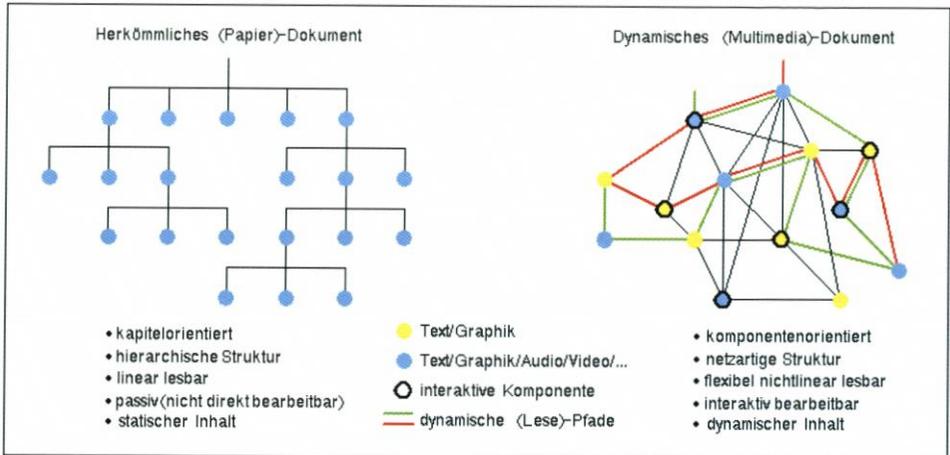


Abb. 9: Dokumente auf Papier und im Internet

und einem HTML-Dokument, das aus einer Informationswolke besteht und individuelle Betrachtungsweisen ermöglicht. Diese neue Form des Berichtswesens wird sachlich den komplexen Untersuchungsgegenständen gerecht, indem vielschichtige Informationen nach Bedarf zugänglich werden. Mit Hilfe von Lesepfaden, die vom Leser nach Bedarf erzeugt werden, kann jederzeit auf spezielle Themenbereiche fokussiert werden (LEHFELDT u. BRÜGGEMANN, 1998). Solche Funktionalität geeignet einzurichten ist Gegenstand der Forschung und geht über das hinaus, was von heutigen Web-Browsern an Editiermöglichkeiten angeboten wird.

Die jährlich von der Projektgruppe erstellten Meilenstein-Berichte sind in diesem Format abgefaßt. Neben einer kurzen ‚gedruckten Regieanweisung‘ sind die Informationen von einer CD abrufbar.

### 3. Modellanwendung

#### 3.1 Eingesetzte Modelle

Im Rahmen des Projekts werden Modelle, die als Eigen- oder Weiterentwicklung der beteiligten Institute gelten, eingesetzt. Da sich das Testgebiet von MorWin über die gesamte Gellenbucht mit dem Küstenabschnitt zwischen Darßer Ort und Arkona, über die Darß-Zingster und die West-Rügensche Boddenkette, den Strelasund, Greifswalder Bodden und ein Seegebiet östlich von Rügen erstreckt, muß ein umfassendes Modell mit mittlerer Auflösung den Gesamtbereich abdecken, um auch die von den Windrichtungen abhängigen Wechselwirkungen zwischen Greifswalder Bodden auf der Ostseite und der Gellenbucht auf der

Nordseite des Systems erfassen zu können. Erste Untersuchungen mit Teilmodellen, die den Seebereich nicht einschlossen und Randbedingungen im Greifswalder Bodden und seewärts der Nordzufahrt benutzten, zeigten sehr schnell, daß hier eine Betrachtung des Gesamtsystems erforderlich war. Darum wurde von dem Gebiet, das in Abb. 4 dargestellt ist, ein hochauflösendes hydrodynamisches Küstenmodell mit Strömungs-, Wind-, Seegang- und Sediment-Modellkomponenten (MILBRANDT, 1995) aufgebaut und validiert. In diesem Modell werden die Navier-Stokes-Gleichungen auf der Basis eines FE-Gitternetzes gelöst.

Eingangswerte für dieses Modell liefert ein dreidimensionales Zirkulationsmodell der Ostsee (KLEINE, 1994). Die hydrodynamischen Randwerte für Strömung, Wasserstand und Seegang sowie die meteorologischen Randwerte für Wind liegen in Auflösungen zwischen 1 und 10 m im Bereich der Gellenbucht vor. Die erforderlichen Steuerdaten werden räumlich auf das wesentlich feinere Gitter des Küstenmodells interpoliert. Darüber hinaus muß auch zeitlich interpoliert werden, weil die Randbedingungen nur als 1-Stunden-Werte für Strömung und Wasserstand bzw. 6-Stunden-Werte für Wind und Seegang zur Verfügung stehen.

Dieses Küstenmodell stellt somit das Bindeglied zwischen dem Globalmodell der Ostsee und noch zu beschreibenden Detailmodellen her. Es liefert einen Überblick über die Strömungen und Wasserstände bei verschiedenen Wind- und Seegangsszenarien im Untersuchungsbereich. Die ermittelten Strömungs- und Seegangsverhältnisse im Flachwasser werden als Randbedingungen für morphologische Teilmodelle und den Betrieb eines Küstenprofilmodells benötigt.

Als Detailmodelle, die sich mit den kleinräumigen Prozessen auseinandersetzen sollen, werden die o. a. Lösung, aber auch bewährte Modellsysteme wie das in der Elbe-Pilotstudie (BARTHEL u. ZANKE, 1998; ZANKE, 1995) benutzte eingesetzt. Bei Testläufen eines 3D-Modells, das für dieses Projekt entwickelt wurde und für lokale Lösungen herangezogen werden soll, hat sich bereits gezeigt, daß 3D-Effekte im Bereich der tiefen Rinnen, aber auch im Küstenvorfeld eine Rolle spielen können. Abb. 10 zeigt das Ergebnis einer solchen Testrechnung und demonstriert, daß bei bestimmten Windrichtungen mit entsprechendem Stau im Bereich des Gellenstroms Unterströmungen erzeugt werden, die in seewärtiger Richtung Material verlagern können.

Die Kenntnis des Küstenlängstransports entlang der Darß-Zingster Küste und der Insel Hiddensee ist eine wesentliche Voraussetzung für die Modellierung des Problemgebiets um den Bock. Dazu werden im Vergleich ein von der Universität Riga entwickeltes 1D-Profilmodell (SENNIKOVs et al., 1998) und das bekannte System COSMOS (SOUTHGATE u. NAIRN, 1993) von HR Wallingford eingesetzt. In Profilen normal zum Strand werden die Verformungen des Seegangs auf der Basis der monochromatischen Theorie, die 'radiation stresses' und Sedimenttransport (bedload und suspended load) berechnet. Der Vergleich mehrerer Profile (Materialdurchgang) und die Bestimmung von Zonen des Auf- und Abtrags ist wenig rechenaufwendig. Daher sind Langfristsimulationen mit geringem Zeit- und Kostenaufwand möglich.

Es sind für den o. a. Bereich 20jährige Nachhersageläufe vorgesehen, deren Ergebnis sich auf die Länge der Vorhersage auswirken wird. Bis zum Redaktionsschluß lagen die Ergebnisse des Vergleichs noch nicht vor.

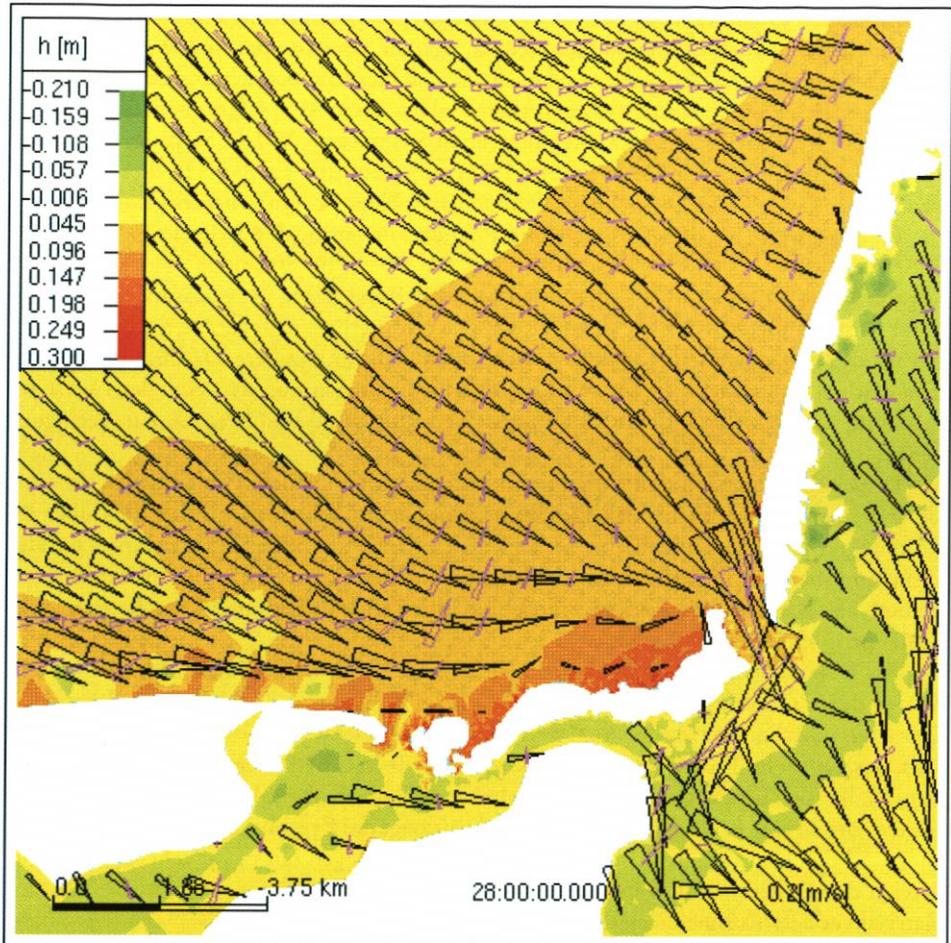


Abb. 10: Dreidimensionales Strömungsfeld in der Gellenbucht

### 3.2 Informationsbasis

#### Topographie

Die erforderlichen Daten zur Beschreibung der Topographie und Bathymetrie des Testgebietes wurden aus Unterlagen des BSH (Topographie) und Datenbeständen vom STAUN Rostock (Küstenlinien, Strandprofile) und der WSV (Fahrrinnen, Sandbank „Bock“) gewonnen. Die Tiefendaten, die in unterschiedlichen Bezugssystemen (S42/83, WGS84, DHDN) vorliegen, wurden so transformiert, daß ein einheitliches Bild des Küstenraumes vorliegt. Eine direkte Vermaschung dieser Tiefendaten und Einrechnung in ein Gitternetz für die weitere Verarbeitung liefert ein digitales Geländemodell, das sich zur Visualisierung eignet, aber zum Betrieb von numerischen Simulationsmodellen in der Regel nicht eingesetzt werden kann. Es dient als geometrisches Referenzmodell.

Eine Reihe von früheren Luftbildern stellt eine wertvolle Basis für die Beurteilung der



Abb. 11: Luftbild von der Sandbank „Bock“

Situationen dar, aus denen sich die heutige Sandbank „Bock“ entwickelt hat. Die Luftbilder konnten bis in das Jahr 1934 zurückdatiert werden; neuere Aufnahmen der Topographie auf Luftbildbasis aus dem engeren Untersuchungsbereich stammen aus dem Jahr 1997. In Abb. 11 ist das Windwatt Bock bei einem Wasserstand von  $-0,10$  m als ausgedehnte Fläche zu erkennen. Zusammen mit den Seekarten und Profilaufnahmen aus verschiedenen Zeiträumen wurde hier eine Datenbasis erstellt, die es gestattet, kurz- und mittelfristige Prozesse zu verfolgen und zu bewerten.

### Gittergenerierung

Die Lösung der Flachwassergleichungen wird auf der Basis Finiter Elemente durchgeführt. Diese Dreieckselemente müssen bezüglich Form und Größe geometrischen Anforderungen genügen, um physikalische Prozesse hinreichend erfassen, Ränder und Übergänge von Wasser zu Land ähnlich beschreiben und numerische Stabilitätskriterien erfüllen zu können.

Die derzeit automatisch erzeugbaren Gitternetze müssen heute noch bei den meisten Modellen manuell nachgebessert werden. Dieser iterative und somit aufwendige und schwer reproduzierbare Prozeß wird bei den für MorWin in der Entwicklung befindlichen Gitternetzgeneratoren weitgehend ersetzt durch die Vorgabe von Kriterien zur Erzeugung geeigneter Netze (HORSTMANN, 1998). Bei einer Rohdatenbasis von mehr als 1 Million Tiefenpunkten und den projektbedingten Anforderungen sind herkömmliche Arbeitsmethoden nicht mehr wirtschaftlich.

Das hydrodynamische Übersichtsmodell wird auf einem Gitternetz von ca. 20 000 Knoten betrieben. Die Kantenlängen der Elemente variiert zwischen wenigen Metern im Strandbereich und einigen hundert Metern im Übergangsbereich zum Ostsee-Zirkulationsmodell. Abb. 12 zeigt einen Ausschnitt des Gitternetzes, bei dem die unterschiedliche Auflösung leicht zu erkennen ist.

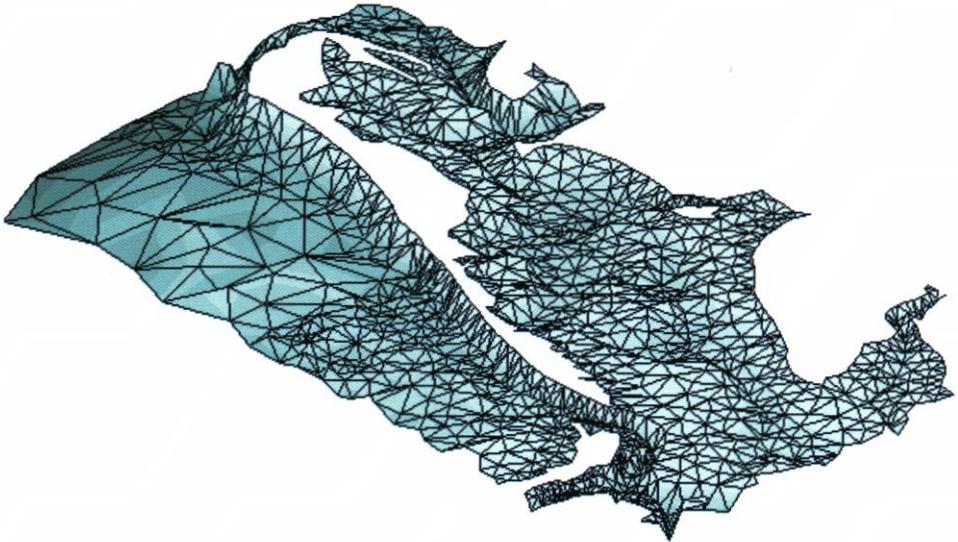


Abb. 12: Gitternetz bei der Sandbank „Bock“

### Wasserstand, Strömung und Seegang

Im Gesamtbereich werden von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung eine Vielzahl von Wasserstandsmeßstellen kontinuierlich betrieben. Dazu gibt es Meßstellen, die vom Land Mecklenburg-Vorpommern unterhalten werden, und die neben Wasserstandsdaten auch Seegang und Wassergütedaten registrieren. Die Aufbereitung dieser Daten und Bereitstellung in einer Datenbank nahm einen großen Teil der Projektdefinitionsphase in Anspruch.

Naturmeßdaten der Strömungen sind erheblich schwieriger und aufwendiger zu ermitteln. Eine Prüfung der Archive der ehemaligen DDR zeigte, daß aus der Zeit vor der Wende keine verwertbaren Unterlagen vorlagen. Die im WSA Stralsund 1995 mit 15 Strömungsmeßgeräten an 6 Stationen vorgenommenen Naturmessungen beschränken sich nur auf den Strelasund. Zusätzlich wurden für spezielle Fragestellungen 1998 weitere Messungen mit 17 Geräten an 10 Positionen im Seebereich vor Hiddensee und im Gellenstrom durchgeführt.

Wertvolle Zusatzinformationen können dem baroklinen Modell des BSH entnommen werden, das mit einer Auflösung von 1 sm seit 1993 in 60-min-Intervallen in mehreren Schichten Strömungsstärke und -richtung ermittelt. Für die Erstellung von verlässlichen Randwerten für ein lokales Modell ist diese Auflösung jedoch zu grob.

Seegangsmessungen liegen ebenfalls nur in begrenztem Maße vor. Seit 1990 werden von der GKSS kontinuierlich Seegangsmessungen an einer Position vor Zingst durchgeführt. Eine stündliche Spektralanalyse der Daten ist gespeichert. Darüber hinaus werden vom BSH Modellergebnisse von Seegangssimulationen auf einem 15-km-Gitternetz in 6-Std.-Zeitintervallen vorgehalten.

In diesem Zusammenhang muß auf die Bedeutung von Starkwindsituationen hingewiesen werden. Die mittlere Situation an der Ostseeküste ist durch einen Wasserstand von  $\pm 0,30$  m und Wellenhöhen von wenigen Dezimetern gekennzeichnet. Unter diesen Bedingungen findet nur ein geringer Sedimenttransport statt, auch wenn die Windwatten überstaut sein sollten. Unterschiedliche Windrichtungen im Bereich Hiddensee und Greifswalder Bodden können jedoch schon zur Ausbildung von Wasserstandsgradienten im Strelasund und dementsprechend zu merkbaren Strömungen führen. Bereits REINHARD (1953) stellte fest, daß diese Strömungen in entscheidendem Maße zur Abrasion der westlichen Kante der Insel Hiddensee und der östlichen Kante des Bocks führen. Ihnen kommt daher entscheidende Bedeutung bei der Beurteilung der morphodynamischen Prozesse zu. Dementsprechend ist die Erfassung der Windstärken und -richtungen im Untersuchungsgebiet ein entscheidender Faktor.

### 3.3 Erste Ergebnisse

Die bisher durchgeführten Simulationsrechnungen mit und ohne Sedimentbewegung haben in der Art von ‚quick-look-Analysen‘ Aufschluß über Einzelaspekte des Untersuchungsgebietes gegeben. Hierbei sind insbesondere zu nennen die Neufestlegung der Grenzen des Modellgebietes, erste Erkenntnisse über Strömungen, Seegang und Küstenlängstransport im Umfeld des Gellenstromes und des Windwatts ‚Bock‘. Der Vergleich der errechneten mit den gemessenen Größen verlief zufriedenstellend.

Die Abb. 13 zeigt dazu zwei typische Strömungssituationen im Dezember 1997 aus dem Zeitraum der Dauerstrommessungen (vgl. Abb. 3). Der Ausstrom bleibt konzentriert auf die Gellenrinne, während der Einstrom breit über dem Vierendhl Grund auffächert mit der Tendenz zur Sedimentation, wie bei Reinhard (vgl. Abb. 5) beschrieben.

Im Gegensatz zu derzeit üblichen Studien mit stationären Windfeldern aus systematisch veränderten Richtungen wird in dieser Untersuchung mit natürlichen Windzeitreihen gerechnet. Die notwendigen Steuergrößen für Wasserstände am Modellrand (vgl. Abb. 4) sowie Windfelder über dem Modellgebiet werden aus dem Zirkulationsmodell der Ostsee vom BSH übernommen. Auf diese Weise kann das Einlaufen von Extremereignissen, das nach BAERENS (1994) ca. 14 Tage dauert, mitsimuliert werden und sich die Wasserstands- und Strömungsmuster realistisch einstellen. Dazu ist auch eine Mindestausdehnung des Küstenmodells notwendig.

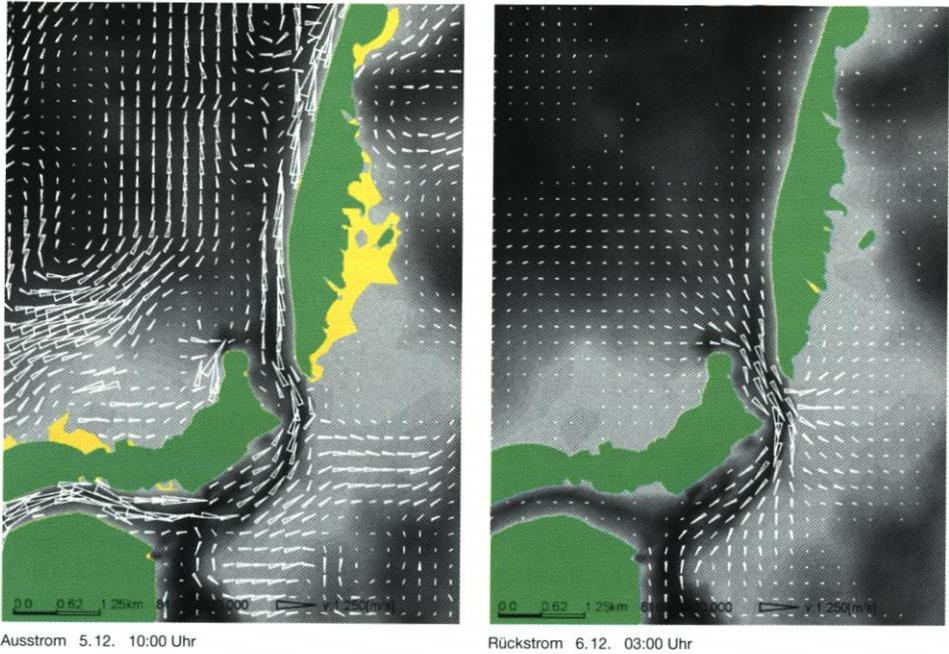


Abb. 13: Typische Strömungssituationen am 5./6. 12. 1997

#### 4. Zusammenfassung und Ausblick

Die Bearbeitung komplexer Probleme im Küsteningenieurwesen durch den Einsatz dezentraler Datenbanken, Simulationstools und Expertise auf der Basis moderner Kommunikationstechnologie über das INTERNET ist bisher einmalig in Deutschland. Die Einbindung von Experten aus dem Bereich der Informatik, der numerischen Simulation, der Hydraulik und des angewandten Küsteningenieurwesens hat sich in der ersten Phase des Projekts MorWin bereits bewährt. Es kann nach Ablauf der ersten zwei Jahre der Förderung zusammenfassend festgestellt werden, daß

- die bisher erhobene Datenbasis für eine Verifikation der eingesetzten Modelle zwar ausreichend ist, für eine zweifelsfreie Szenariendefinition zur Morphodynamik in tidefreien Gewässern jedoch noch ergänzt werden sollte,
- ein effektives Informationsbasismodell aus heutiger Sicht auf der Grundlage einer objektorientierten Datenbank betrieben werden sollte,
- die Vernetzung und der Informationsaustausch im virtuellen Institut funktionsfähig sind, aber noch ausgebaut werden müssen; hierzu gehört auch der regelmäßige persönliche Erfahrungsaustausch zwischen den Mitarbeitern und zwischen Mitarbeitern und Projektmanagement, der sich in der set-up-Phase nicht nur auf mail-Austausch beschränken kann,
- nur der Einsatz modernster Rechen- und Kommunikations-Technik der Idee des virtuellen Instituts Rechnung trägt,
- der Einsatz mehrerer Modelle den Erfahrungsaustausch anregt und das Verständnis der involvierten physikalischen Prozesse fördert,

- nur die temporäre Zusammenführung von Disziplinen, die an der komplexen Aufgabe ‚morphodynamisches Modell‘ beteiligt sein müssen, in einem ‚virtuellen Institut‘ der Aufgabe in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht gerecht werden kann,
- diese Idee auf andere Bereiche, wie z. B. ein ‚Integriertes Küstenzonenmanagement‘, noch effektiver anwendbar sein wird, da ein IKZM ungleich mehr Disziplinen umfaßt als die morphodynamische Modellierung allein.

Die Arbeiten im Projekt haben zum Abschluß der ersten Phase einen Stand erreicht, der die Veröffentlichung der Methodik rechtfertigt und es gestattet, aus der Zusammenführung der Teilergebnisse Szenarien zur Simulation der Vorgänge im Gesamtsystem zu definieren. Daraus werden in der zweiten Hälfte der Phase II ingenieurpraktische Aussagen gewonnen werden können.

Die Arbeitsplattform für das virtuelle Institut hat sich durch die Einführung der Programmiersprache JAVA in ihrer Konzeption verändert. Dieser Änderung ist Rechnung zu tragen in der zweiten Phase.

## 5. Danksagung

Das Projekt wird seit 1. 1. 1997 unter dem Förderkennzeichen BEO 03 KIS 3120 vom Projektträger Biologie, Energie, Ökologie des Bundesministeriums für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie, Bereich Meeres- und Polarforschung gefördert.

An dieser Stelle sei allen Mitarbeitern der Dienststellen und Institute herzlich gedankt, die ihre Daten an MorWin in digitaler oder analoger Form weitergegeben haben.

## 6. Schriftenverzeichnis

- BAERENS, Ch. et al.: Zur Häufigkeit von Extremwasserständen an der deutschen Ostseeküste, Teil I: Sturmhochwasser. Spezialarbeiten aus der AG Klimaforschung des Meteorologischen Instituts der Humboldt-Universität zu Berlin, No. 8, 1994.
- BARTHEL, V. u. ZANKE, U.: A Morphodynamic Model for River and Estuary Management. Proceedings ICCE '98, Copenhagen, Denmark.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE: The Morphological Evolution around Thyboron – An Inlet at the North Sea, 8043-1/9511.bem/CED/IBH/JAZ, 1995.
- EUROPÄISCHE KOMMISSION (ed.): G8M Coastal Morphodynamics, Final Overall Meeting, Gdansk/Poland, 1995.
- FAS (Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau) Berlin: Modellversuche für Verbesserung des Westfahrwassers nach Stralsund, 1995.
- HORSTMANN, O.: Adaptive Grids for Hydroengineering Based Upon Predefined Construction Elements. Advances in Hydro-Science and -Engineering, Vol III, ICHE98 Cottbus/Berlin, 1997.
- HOLZ, P. u. LEHFELDT, R.: New Tendencies in Computer Assisted Design and Networking applied to Numerical Modelling in Coastal Engineering. Proc. Int. Conf. Computer Applications in Water Resources, Tamsui, July 3-6, Taiwan, S 1135-1165, (1991).
- JOHNSON, H., BRÖKER, I. u. ZYSERMAN, J. A.: Identification of Some Relevant Processes in Coastal Morphological Modelling, Proc. 24th Int. Conf. Coastal Engineering Research Council/ASCE, Oct 23-28, Kobe, Japan, S. 2871-2885, (1994).
- KLEINE, E.: Das operationelle Modell des BSH für die Nordsee und Ostsee. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg, 1994.
- LATTEUX, B. et al.: Long term morphological simulation under tidal current with non cohesive sediment, Europäische Kommission (ed.), G8M Coastal Morphodynamics, Final Overall Meeting, Gdansk/Poland, 1995.

- LEHFELDT, R. u. BRÜGGEMANN, M.: Multimedia Documentation in Coastal Engineering. In press, 1998.
- MILBRADT, P.: Zur Mathematischen Modellierung großräumiger Wellen- und Strömungsvorgänge (Dissertation), Institutsreihe des Inst. f. Bauinformatik, Universität Hannover, 1995.
- MOLKENTHIN, F. u. HOLZ, P.: Working Process in a Virtual Institute. Proc. Intl. Conf. Hydroinformatics '98 Copenhagen. In press.
- Morphodynamische Modellierung von Windwatten – Netzgestützte Projektbearbeitung im Küsteningenieurwesen. 1. Meilenstein 1997. <http://morwin.bauinf.uni-hannover.de>.
- NAIRN, R. B. u. SOUTHGATE, H. N.: Deterministic profile modelling of nearshore processes. Part 2. Sediment transport and beach profile development. Coastal Engrg 19, S. 57–96, 1993.
- NICHOLSON, J. et al.: Intercomparison of Coastal Area Morphodynamic Models. Coastal Engrg 31, S. 97–123, 1997.
- PRICE, D. M. et al.: PISCES A Morphodynamic Coastal Area Model, Final Report, SR-411, HR Wallingford, 1995.
- SENNIKOV, J., GRZHIBOVSKIS, R., BETHERS, U. u. HOLZ, P.: Multi-level Approach to the Estimation of the Load Transport Near Rügen. Advances in Hydro-Science and -Engineering, Vol III, ICHE98 Cottbus/Berlin, 1998.
- SOUTHGATE, H. N. u. NAIRN, R. B.: Deterministic profile modelling of nearshore processes. Part 1. Waves and currents. Coastal Engrg 19, S. 27–56, 1993.
- REINHARD, H.: Der Bock. Entwicklung einer Sandbank zur neuen Ostsee-Insel. VEB Geographisch-Kartographische Anstalt Gotha, 1993.
- TAUBER, F. u. LEMKE, W.: Map of Sediment Distribution in the Western Baltic Sea (1:100,000), Sheet „Darß“. DHZ 47, 3, S. 171–178, 1995.
- ZANKE, U.: Bericht zur morphodynamischen Berechnung der Elbe bei Glückstadt, Hydro-Consult Hannover, 1995.
- ZANKE, U.: Ein numerisches Modell für bewegliche Sohle. Wasser & Boden 12, S. 28–33, 1994.

## Buchrezension

RALF UERKVITZ: „Norddeutsche Wurtensiedlungen im Archäologischen Befund. Analyse und Interpretation aufgrund siedlungsgeographischer Modelle.“ Arbeiten zur Urgeschichte des Menschen. Hrsg. von Helmut Ziegert. Band 20. Peter Lang, Europäischer Verlag der Wissenschaften, Frankfurt/Main, Berlin, Bern, New York, Paris, Wien 1997. 298 Seiten, 85 Abbildungen. ISBN 3-631-31557-0

Über Jahrhunderte wurden in den niedrig gelegenen Marschgebieten entlang der Nordsee und den großen Tideästuaren Wurtensiedlungen (bzw. *Werften*, *Warfen* oder *Wierden*) errichtet, um die Menschen vor Überflutungen zu schützen. Sicher ist, daß sich die vergangene Entwicklung des Klimas, beispielsweise im Hinblick auf die Meeresspiegelhöhe, auf die Entstehung der norddeutschen Wurtensiedlungen ausgewirkt hat. Archäologische Forschungen haben allerdings gezeigt, daß für den Bau von Wurtensiedlungen eine Vielzahl unterschiedlicher Parameter ausschlaggebend war und daß die in der historischen Küstenforschung noch weitverbreitete Ansicht, wonach der Wurtensiedlung allein als Folge der Meeresspiegelentwicklung gesehen wird, als Erklärung für das Siedlungsverhalten in den Nordseemarschen oftmals kaum ausreichend ist. Ausgehend von dieser Feststellung entwickelt der Autor eine umfassende, differenzierte Analyse der vielfältigen potentiellen Ursachen für den norddeutschen Wurtensiedlungsbau, um der Frage nachzugehen, ob und welche siedlungsgeographischen Bedingungen in verschiedenen Marschregionen Anlaß für den Bau der vor- und frühgeschichtlichen Wurtensiedlungen waren.

Als mögliche Randbedingungen, die das eisenzeitliche bis frühmittelalterliche Siedlungsverhalten in den Nordseemarschen geprägt haben, werden daher sowohl saisonal geprägte Standortfaktoren (z. B. Grund- und Stauwasserverhältnisse), episodische bzw. langperiodische Standortbedingungen (z. B. Sturmfluten) als auch säkulare Veränderungen von Umweltfaktoren, wie zum Beispiel die Veränderung des Tidehochwassers, diskutiert. Die auf dieser Grundlage gebildeten siedlungsgeographischen Interpretationsmodelle werden anschließend anhand dreier konkreter Beispiele (Niens [Butjardingen], Elisenhof [Eiderstedt], Jemgumkloster/Bentumersiel [Rheiderland]) exemplarisch überprüft.

In der Tat kann durch die Analyse der kultur- und naturwissenschaftlichen Befunde aus den drei Wurtengrabungen u. a. gezeigt werden, daß sich eine Erhöhung von Wohnplätzen in der Marsch nicht a priori auf einen Anstieg des örtlichen Tidehochwassers zurückführen läßt: In der langen Besiedlungsperiode von der vorrömischen Eisenzeit bis zum Mittelalter bestand offenbar keine so enge Beziehung zwischen Wurtensiedlungsbau und Transgressionsphasen des Meeres, wie es bisher in der historischen Küstenforschung angenommen wurde.

Es wird vielmehr dargelegt, daß bei der Ursachenforschung für den Wurtensiedlungsbau im norddeutschen Küstenbereich ein Geflecht verschiedener – ökologischer wie ökonomischer – Einflußfaktoren berücksichtigt werden muß und daß es für die Beurteilung von Bautätigkeiten entscheidend auf eine möglichst präzise Erfassung früherer Umweltbedingungen mittels einer Berücksichtigung sowohl kultur- als auch naturwissenschaftlicher Befunde und Methoden ankommt. So kann zum einen beispielsweise aufgezeigt werden, daß die lokale Seegangswirkung und der Wellenaufwurf einen weitaus größeren Einfluß auf die Höhe eines sturmflutsicheren Wohnniveaus haben als Veränderungen des Hochwasserstandes. Zum anderen haben auch Klimaschwankungen, die sich in einer zunehmenden Sturmfluthäufigkeit niedergeschlagen haben, offenbar stärker auf die Entstehung von Wurtensiedlungen ausgewirkt als der Anstieg des Meeresspiegels.

Mit seinem polygenetischen Erklärungsmodell gelingt es dem Autor nicht nur, ältere und jüngere Ansätze der historischen Küstenforschung zu einem differenzierten Gesamtkonzept zusammenzuführen und ihr damit neue Impulse zu verleihen, sondern er zeigt gleichzeitig exemplarisch, wie wichtig und sinnvoll interdisziplinäres, fachübergreifendes Denken und Arbeiten sein kann – nicht nur in der Wurtensiedlungsforschung.

ULRICH FERK