

Die Küste, 64 (2001), 1-304

Heft 64
Jahr 2001



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

Die Küste, 64 (2001), 1-304

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 64 · Jahr 2001

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Druck- und Kommissionsverlag:

Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide i. Holstein

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 64 - Jahr 2001

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

ISSN 0452-7739

ISBN 3-8042-1055-4

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BARTHEL, VOLKER, Dr.-Ing., KFKI-Geschäftsstelle, Am Alten Hafen 2, 27472 Cuxhaven; DETTE, H. H., Dr.-Ing., Holzmindener Str. 23, 38124 Braunschweig; GÄRTNER, JOCHEN, Amt für ländliche Räume Husum, Herzog-Adolf-Str. 1, 25813 Husum; GÖNNERT, GABRIELE, Dr., Strom- und Hafenausbau, Dalmannstr. 4, 20457 Hamburg; HIRSCHHÄUSER, THOMAS, Dipl.-Ing., Institut für Wasserbau, Rundeturmstr. 1, 64283 Darmstadt; KAISER, RALE, Dipl.-Ing., Nieders. Landesamt für Ökologie, Forschungsstelle Küste, An der Mühle 5, 26548 Norderney; KUNZ, HANS, Prof. Dr.-Ing., NLO-Forschungsstelle Küste, An der Mühle 5, 26548 Norderney; LASSEN, HORST, Alte Rabenstr. 30, 20148 Hamburg; NIEMEYER, HANZ DIETER, Dipl.-Ing., Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Forschungsstelle Küste, An der Mühle 5, 26548 Norderney; OUMERACI, H., Prof. Dr.-Ing., Beethovenstr. 51a, 38106 Braunschweig; PETERS, KLAAS.-H., Nieders. Landesbetrieb für Wasserwirtschaft u. Küstenschutz, Betriebsstelle Brake, Heinestr. 1, 26919 Brake; RAUDAVIKI, A., Prof. em. Dr.-Ing., Coates Road 7, Howick/Auckland 1705, New Zealand; SCHNEIDER, OLAF, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Forschungsstelle Küste, An der Mühle 5, 26548 Norderney; TRAMPENAU, THOMAS, Dr., Ingenieurbüro Trampenau, Osterberg 3, 38536 Meinersen; ZANKE, ULRICH C. E., Prof. Dr.-Ing. habil., Institut für Wasserbau, Rundeturmstr. 1, 64283 Darmstadt

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, Am Alten Hafen 2, 27472 Cuxhaven.

Vorsitzender des Kuratoriums: Dr.-Ing. CHR. HEINZELMANN, Robert-Schuman-Platz 1, 53175 Bonn
Geschäftsführer: Dr.-Ing. V. BARTHEL, Am Alten Hafen 2, 27472 Cuxhaven
Schriftleitung „DIE KÜSTE“: Dr.-Ing. V. BARTHEL, Am Alten Hafen 2, 27472 Cuxhaven

Inhaltsverzeichnis

HANZ DIETER NIEMEYER Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen	1
HANZ DIETER NIEMEYER u. RALF KAISER Hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen ..	15
HANZ DIETER NIEMEYER, RALF KAISER, JOCHEN GÄRTNER, KLAAS.-H. PETERS u. OLAF SCHNEIDER Verifikation des Extrapolationsverfahrens zur Ermittlung des Bemessungs- wellenaufbaus aus der Einmessung von Teekgrenzen	61
HORST LASSEN, WINFRIED SIEFERT† u. GABRIELE GÖNNERT Windstauentwicklung in dem Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee bei Sturmflutwetterlage	87
THOMAS HIRSCHHÄUSER u. ULRICH C. E. ZANKE Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht	127
R. KOS'YAN, H. KUNZ, N. PYKHOV, S. KUZNETSOV, I. PODYMOV u. P. VOROBYEV Physical regularities for the suspension and transport of sand under irregular waves	161
HANS-HENNING DETTE, ARVED J. RAUDKIVI u. HOCINE OUMERACI Morphologische Änderungen des Unterwasserstrandes an der Westküste des Fischlandes	201
THOMAS TRAMPENAU u. HOCINE OUMERACI Wirkungsweise durchlässiger Pfahlbuhnen für den Küstenschutz	235
HANS KUNZ 27. Internationale Konferenz für Küsteningenieurwesen Sydney, Australien, 2000	277
VOLKER BARTHEL Coastal Zone Canada 2000	283
WALDEMAR REINHARDT Buchrezension	303

Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen

Von HANZ DIETER NIEMEYER

Zusammenfassung

Nach der Sturmflutkatastrophe von 1953 in den Niederlanden ist in Deutschland die Strategie im Insel- und Küstenschutz vom Reagieren auf Vorsorge umorientiert worden. Dazu wurde im Land Niedersachsen mit dem Niedersächsischen Deichgesetz eine verlässliche planrechtliche Grundlage für Behörden und Deichverbände geschaffen. Für die adäquate Anwendung wurde ein ausführlicher Kommentar erstellt. Im Deichgesetz ist unter anderem auch die Bemessung der Deiche in einer Form geregelt, die mittelbar bei der Auswahl der Bemessungsverfahren verbindliche Vorgaben beinhaltet.

Es wird der Stand der Technik bei der Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen dargestellt. Auf der Basis bewährter Grundlagen wird die Bemessung methodisch weiterentwickelt. Dabei wird einerseits strikte Rechtskonformität gewahrt; andererseits werden neueste Erkenntnisse genutzt, um damit auch durch Erweiterung und Verbesserungen des anzuwendenden Instrumentariums die Bemessung hinsichtlich Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu optimieren.

Summary

The experience derived from the catastrophic storm surge in the Netherlands in 1953 led to initiatives in neighboring Germany to reconsider coastal protection strategies. The major result of that process was the basic change to anticipating design procedures instead of the traditional method to respond to extreme storm surges which had occurred. In order to provide state agencies for coastal protection and the civic dyke associations with a suitable legal basis for their necessary activities the Lower Saxony Dyke Act was established which also determines dyke design procedures.

The state of the art in the evaluation of design water levels, waves and wave run-up for dykes is described. Based on approved techniques, progress in design procedures is gained by methodical developments which are governed by the existing legal boundary conditions and by expansion and improvement of available tools. This process permits an optimization of dyke design with respect to both safety and costs.

Inhalt

1. Grundsätze	2
2. Bemessungswasserstände	2
2.1 Bemessungswasserstände für Seedeiche	2
2.2 Bemessungswasserstände für Ästuardeiche	3
3. Bemessungswellenauflauf	5
3.1 Bemessungsseegang	5
3.2 Extrapolationsverfahren	7
3.3 Rechnerische Ermittlung	7
3.4 Zulässiger Wellenüberlauf	9
3.5 Profilwirkung	10
4. Zusammenfassung und Ausblick	11
5. Danksagung	12
6. Schriftenverzeichnis	12
7. Symbole und Zeichen	14

1. Grundsätze

Die Bemessung von See- und Ästuardeichen orientiert sich am Niedersächsischen Deichgesetz (NDG), in dem sie als Hauptdeiche angesprochen werden. Dazu werden im § 4 folgende Maßgaben benannt:

- zu erwartendes höchstes Tidehochwasser (maßgebender Sturmflutwasserstand),
- örtlicher Wellenauflauf.

Eine konkrete Umsetzung für die Ermittlung des „zu erwartenden höchsten Tidehochwassers“ ist im Kommentar zum NDG (LÜDERS u. LEIS, 1964) angegeben. Für den Wellenauflauf wird dort empfohlen, den „beobachteten größten Wellenauflauf“ heranzuziehen. Hierunter sollte aber keinesfalls die unveränderte Übernahme eines für bekannte Sturmfluten beobachteten Wellenauflaufs verstanden werden, da damit für den Bemessungswasserstand eine Unterbemessung vorliegen würde.

Darüber hinaus sind für die Bemessungspraxis und funktionale Gestaltung von See- und Ästuardeichen insbesondere von den Arbeitsgruppen *Küstenschutzwerke* (1962, LÜDERS, 1966) und *Sturmfluten* (1962, HENSEN, 1964) sowie dem *Technisch-Wissenschaftlichen Beirat* (TWB, 1967) des seinerzeitigen *Küstenausschusses Nord- und Ostsee* Empfehlungen formuliert worden, die damals auf dem Erlasswege den Charakter verbindlicher Richtlinien erhielten. Sie wurden später stets anhand der Erkenntnisse aus nachfolgenden schweren Sturmfluten in Niedersachsen durch Ingenieurkommissionen überprüft, zuletzt 1976 nach den Sturmfluten vom Januar (INGENIEURKOMMISSION, 1979).

2. Bemessungswasserstände

2.1 Bemessungswasserstände für Seedeiche

Im Kommentar zum NDG wird das Einzelwertverfahren (HUNDT, 1953; LÜDERS, 1957) sowie das auf Überlegungen von LIESE zurückgehende Vergleichsverfahren zur Ermittlung von Bemessungswasserständen angegeben (Abb. 1). Beiden Verfahren ist der deterministische Ansatz gemein; er entspricht der stringenten formalen Vorgabe des § 4 NDG, die einerseits eine wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung der Bemessungswasserstände für Deiche ausschließt und andererseits ein deterministisch begründetes Maximum verlangt.

Grundsätzlich sollte die Ermittlung von Bemessungswasserständen nach dem Einzelwertverfahren erfolgen, da es den formalen Kriterien des § 4 offensichtlich entspricht. Das Vergleichsverfahren dient zur Überprüfung der bleibenden Gültigkeit des Bemessungswasserstands bei späteren Sturmfluten; bei gleichen Ausgangsdaten und dem üblichen Sicherheitszuschlag von 5 dm muss der danach ermittelte Wert bei den Gegebenheiten an der niedersächsischen Küste immer unterhalb dem nach dem Einzelwertverfahren ermittelten liegen. Das Vergleichsverfahren ist dennoch auch zur Ermittlung von Bemessungswasserständen für Deiche verwendet worden, wenn den Entwurfsaufstellern keine hinreichende Datengrundlagen für die Anwendung des Einzelwertverfahrens zugänglich waren.

In jüngerer Zeit sind Modifikationen des Einzelwertverfahrens vorgenommen worden, bei denen der Einzelwert $a = MThw$ (Abb. 1) durch das aktuelle astronomische Thw der jeweiligen Sturmflut ersetzt wurde. Dazu hat es 1998 durch das Niedersächsische Umweltministerium als oberste Deichbehörde eine grundsätzliche Festlegung gegeben: Bei zwingend erforderlicher Orientierung am § 4 des NDG ist weiterhin das Einzelwertverfahren in der Version anzuwenden, die im Kommentar zum NDG (LÜDERS u. LEIS, 1964) und im Gene-

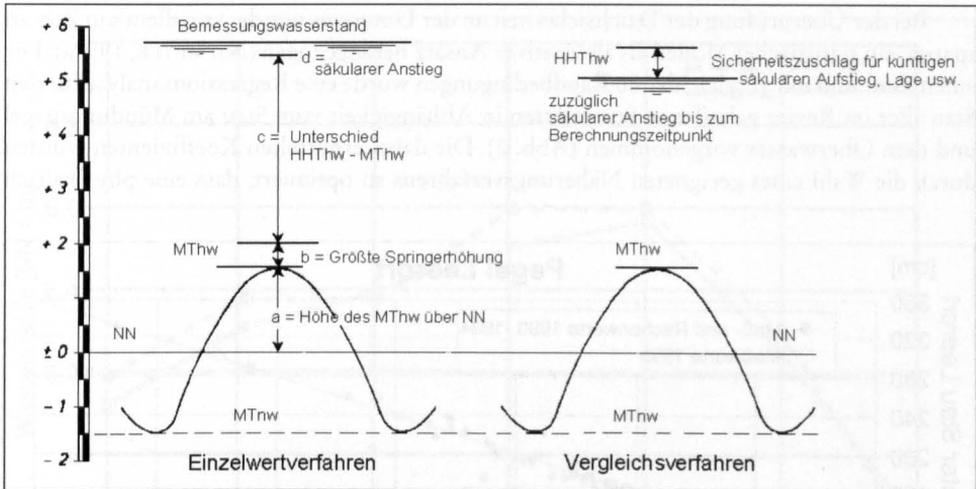


Abb. 1: Ermittlung der Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren und Prüfung durch das Vergleichsverfahren (LÜDERS u. LEIS, 1964; ML, 1973)

ralplan Küstenschutz Niedersachsen (ML, 1973) beschrieben wird (Abb. 1). Diese Vorgehensweise wird neben den verbindlichen planrechtlichen Gegebenheiten durch folgende fachlichen Gesichtspunkte gestützt:

- Die Ermittlung des Staumaximums als Differenz von Sturmflut- und berechnetem Tidescheitel ist ohnehin nur eine Näherung, da beide fast nie zeitlich zusammenfallen, sondern mit bei jeder Sturmflut variierenden Phasenverschiebungen auftreten.
- Die Bedeutung örtlicher Spring- und Nippvariationen an der Küste ist für den sich großräumig aufbauenden Stau vernachlässigbar. Sie verringern sich im vorgelagerten Seegebiet mit wachsendem Abstand zur Küste innerhalb des Bereichs der Staubildung bei sehr schweren Sturmfluten bis auf Null im Bereich der Amphidromie. Darüber hinaus sind sie küstenfern ohne Bedeutung.
- die Addition der maximalen Springtideerhöhung (b) zum MThw und gemessenem maximalem Stau (c) stellt eine Sicherheitsmarge hinsichtlich eines möglichen größeren Staus als dem bisher erfassten dar.

Die Berechtigung des im letzten Punkt genannten Vorgehens wird bereits dadurch verdeutlicht, dass die Marken historischer Sturmfluten für Gebiete wie Ems (NIEMEYER, 1997a) oder Jade (NIEMEYER, 1997b) höhere Stauwerte beinhalten als die in den Bemessungswasserständen berücksichtigten gemessenen Werte.

2.2 Bemessungswasserstände für Ästuardeiche

Mit dem Einzelwertverfahren ist die unmittelbare Ermittlung von Bemessungswasserständen für Ästuardeiche nicht möglich, da es die Wirkung des Oberwassers auf die Sturmflutwasserstände nicht miterfasst. In der Vergangenheit sind daher für die Tideströme Ems, Weser und Elbe die Bemessungswasserstände mit hydraulischen Modellversuchen ermittelt worden, zuletzt für die Tideelbe mit einem deterministischen mathematischen Modell (LAG, 1988). Allerdings ist diese Vorgehensweise mit großem Aufwand und entsprechenden Kosten verbunden.

Bei der Überprüfung der Deichsicherheit an der Unterems wurde, vor allem um Zeit zu sparen, ein statistisches Modell als alternativer Ansatz herangezogen (NIEMEYER, 1997a): Für einen Zeitraum mit vergleichbaren Randbedingungen wurde eine Regressionsanalyse für den Stau aller im Revier gelaufenen Sturmfluten in Abhängigkeit vom Stau am Mündungspegel und dem Oberwasser vorgenommen (Abb. 2). Die dabei ermittelten Koeffizienten wurden durch die Wahl eines geeigneten Näherungsverfahrens so optimiert, dass eine physikalisch

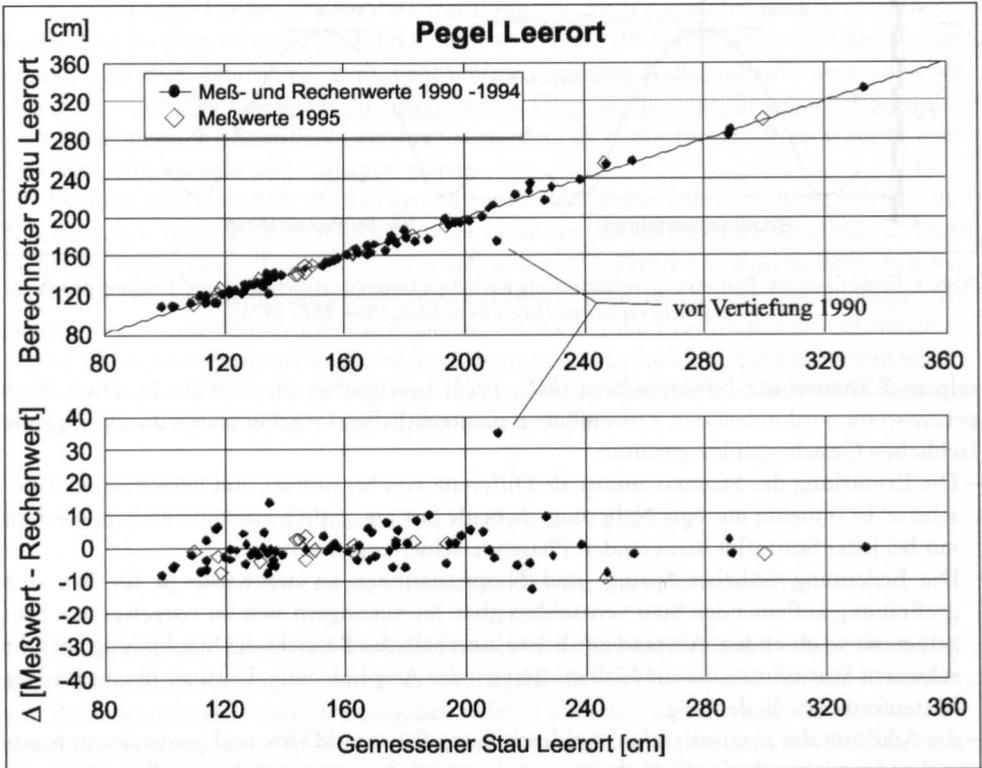


Abb. 2: Ergebnisse des statistischen Modells zur Ermittlung des Staus im Ästuar (NIEMEYER, 1997); oben: Streudiagramm, unten: absoluter Fehler des Modells

plausible Extrapolation möglich war. Auf dieser Grundlage konnte für den nach dem Einzelwertverfahren im Mündungsgebiet ermittelten Stau des Bemessungswasserstandes und dem als maßgeblich definierten Oberwasser der Stau des Bemessungswasserstandes im Revier ermittelt werden. Über dessen Addition mit MThw und dem vorgegebenen Maß für den säkularen Anstieg des MThw im Bemessungszeitraum wurde darauf aufbauend der Bemessungswasserstand festgelegt. Die nachträgliche Anwendung eines räumlich hochauflösenden deterministischen hydrodynamisch-numerischen Modells (BAW, 1997) wies eine hohe Übereinstimmung auf (Abb. 3); teilweise sind die geringen Unterschiede auf unterschiedliche Ausgangswerte für den Mündungspegel Emden zurückzuführen. Damit wurde ebenfalls die Eignung des statistischen Modells für die Ermittlung von Bemessungswasserständen in Ästuaren eindeutig bestätigt.

Nachteil des statistischen Modells ist allerdings, dass es lediglich Ergebnisse zu den Scheitelwerten liefert, nicht aber zum Tide- oder Stauverlauf. Hinsichtlich der Ermittlung

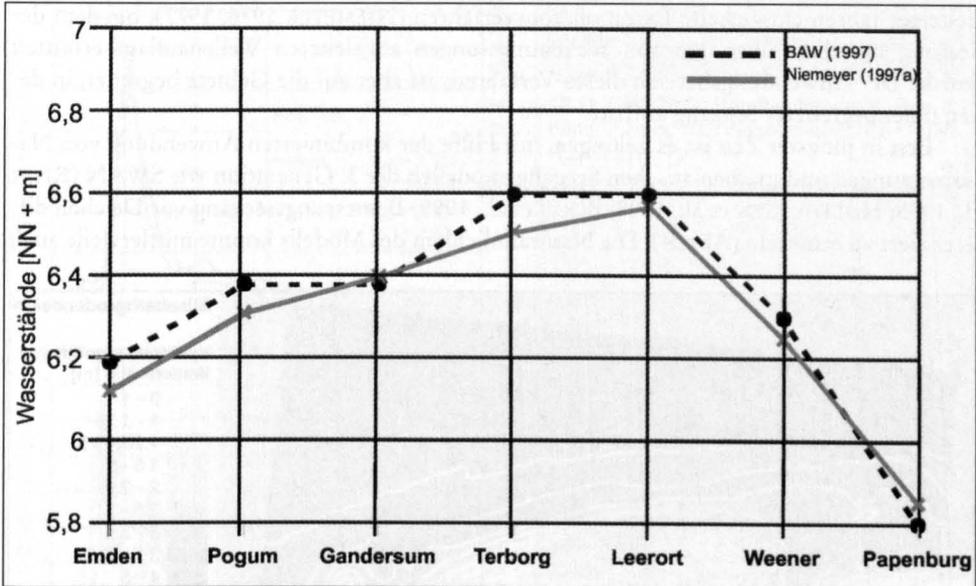


Abb. 3: Vergleich der Ergebnisse für die Bemessung auf Grundlage des statistischen Modells (NIEMEYER, 1997a) und des deterministischen Modells (BAW, 1997)

des Bemessungswasserstandes ist dieser Nachteil aber bedeutungslos. Insofern ist dessen Bestimmung mit einem geeigneten statistischen Modell sinnvoll, da hiermit – bei geringerem Aufwand – ein größeres Kollektiv von Ereignissen berücksichtigt werden kann als bei der Anwendung eines deterministischen hydrodynamisch-numerischen Modells. Damit sind außerdem Trendänderungen im Sturmflutverlauf eher zu erfassen als bei der Beschränkung auf einige wenige Sturmfluten. Da weiterhin keine Genauigkeitseinbußen mit der Anwendung des statistischen Modells verbunden sind und gegenüber numerischen Modellläufen eine erhebliche Ersparnis an Kosten und Zeit zu verzeichnen ist, kann es als geeignete Alternative zu bisher verwendeten Werkzeugen eingestuft werden.

3. Bemessungswellenauflauf

3.1 Bemessungsseegang

Bereits ALBERT BRAHMS (1754, 1757) hat dargelegt, wie der Bemessungswellenauflauf in Abhängigkeit vom verursachenden Seegang zu ermitteln ist (LUCK u. NIEMEYER, 1980; NIEMEYER et al., 1996). Seit den fünfziger Jahren dieses Jahrhunderts sind eine Reihe von Wellenauflaufformeln entwickelt worden (TAW, 1972), die unter Verwendung von Seegangsparametern und der Neigung der Deichaußenböschung die Berechnung des Bemessungswellenauflaufs ermöglichen.

An den Küsten und in den Ästuaren Niedersachsens war jedoch die Ermittlung des dazu benötigten Bemessungsseegangs mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. Es sind zwar Versuche unternommen worden, den Bemessungsseegang mit Hilfe konventioneller Vorhersageverfahren zu ermitteln, aber Naturmessungen haben später gezeigt (NIEMEYER, 1983), dass damit erzielte Ergebnisse nicht vertrauenswürdig sind. Einen Ausweg bot das in den

siebziger Jahren entwickelte Extrapolationsverfahren (NIEMEYER 1976, 1977), bei dem der Seegang mittelbar über den aus Teekeinnmessungen abgeleiteten Wellenauflauf ermittelt wurde. Der Anwendungsbereich dieses Verfahrens ist aber auf die Gebiete begrenzt, in denen tiefenbegrenzter Seegang auftritt.

Erst in jüngster Zeit ist es gelungen, mit Hilfe der kombinierten Anwendung von Naturmessungen und mathematischen Seegangsmodellen der 3. Generation wie SWAN (RIS et al., 1995; HOLTHUIJSEN et al., 1998; BOOIJ et al., 1999) Bemessungsseegang vor Deichen differenziert zu ermitteln (Abb. 4). Die Naturähnlichkeit des Modells konnte mittlerweile auch

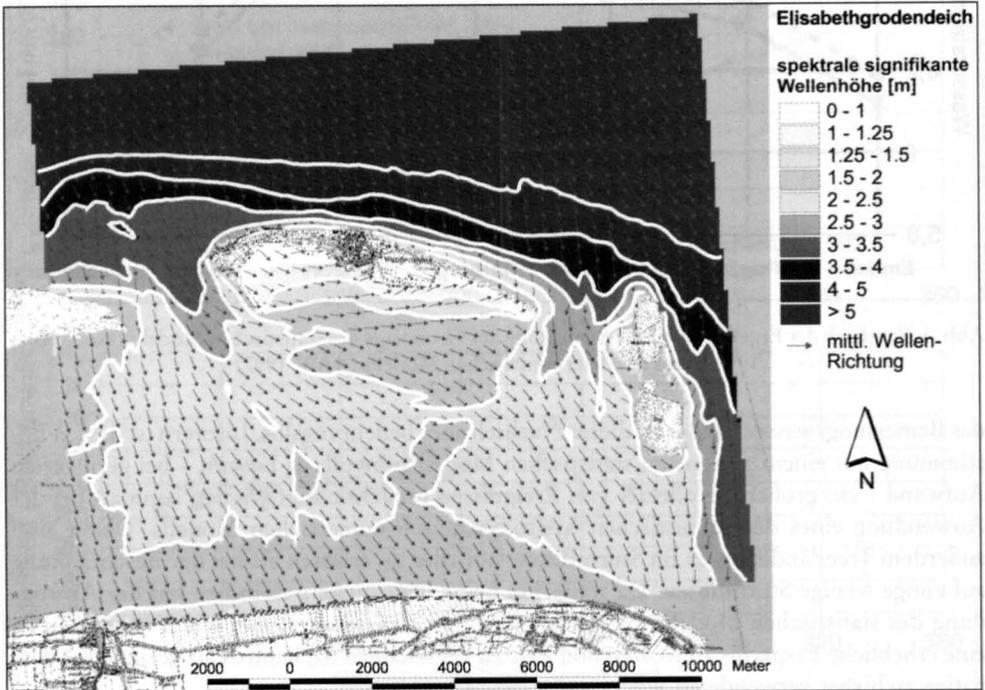


Abb. 4: Ermittlung des Bemessungsseegangs für eine Deichstrecke am Festland; Projekt Elisabethgröndedeich, Wangerland: spektrale signifikante Wellenhöhen und mittlere Wellenrichtungen (NIEMEYER u. KAISER, 1998b)

für Gebiete an der deutschen Nordseeküste mit komplexer Topographie und starken hydrodynamisch-morphologischen Wechselwirkungen für Normaltiden (KAISER u. NIEMEYER, 1999) und Sturmfluten (NIEMEYER et al., 2000) nachgewiesen werden (Abb. 5). Durch Nutzung des bekannten Zusammenhangs von Seegang und Wassertiefen auf Watten (NIEMEYER, 1983) konnte dabei auch eine geeignete Verfahrensweise gefunden werden, um die spektrale Struktur natürlichen Seegangs bei der Ermittlung des Bemessungsseegangs vor Deichen einzubeziehen (NIEMEYER u. KAISER, 1998b; NIEMEYER et al., 2000). Allerdings ist diese Verfahrensweise noch nicht uneingeschränkt in allen Küstengebieten anwendbar. Daher wird derzeit in einem vom Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (BMBF) über das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) geförderten Forschungsvorhaben an einer weiteren Entwicklung von Verfahren zur Ermittlung des Bemessungsseegangs gearbeitet. Das Vorhaben wird von der Forschungsstelle Küste des Niedersächsischen Landesamtes für Ökologie in Zusammenarbeit mit dem Geschäftsfeld

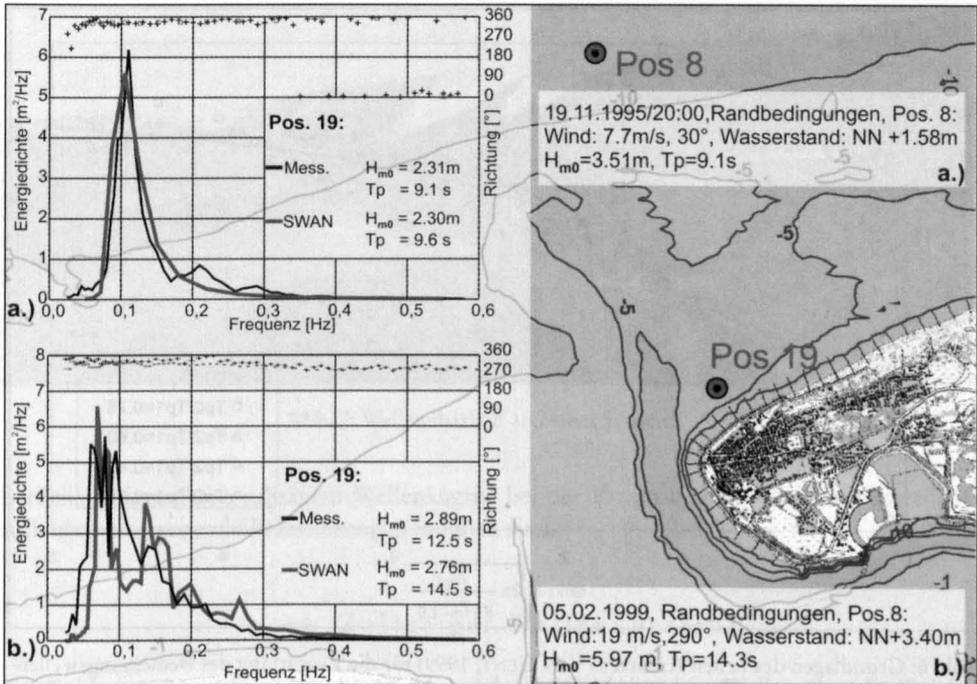


Abb. 5: Verifikation des mathematischen Seegangmodells SWAN für den Inselvorstrand von Norderney (Pos. 19): a.) Normaltide (KAISER u. NIEMEYER, 1999); b.) Sturmflut (NIEMEYER et al., 2000)

Seeschiffahrt des Deutschen Wetterdienstes und dem Amt für ländliche Räume Husum durchgeführt.

3.2 Extrapolationsverfahren

Das Extrapolationsverfahren (NIEMEYER, 1976, 1977) ist in Bereichen anwendbar, in denen tiefenbegrenzter Seegang auftritt; es beruht auf der Erkenntnis, dass die Wassertiefen deichnaher Watten und Heller in einem dynamischen Gleichgewicht mit dem Seegang stehen. Es werden aus dem – über die nach Sturmfluten eingemessenen Teekgrenzen ermittelten – Wellenaufbau kennzeichnende Seegangparameter abgeleitet. Über die konstante Relation zu den örtlichen Wassertiefen erfolgt dann die Extrapolation für den Bemessungsfall (Abb. 8, NIEMEYER et al., 2001).

Das Verfahren ist mittlerweile durch Naturdaten als hinreichend sicher verifiziert worden (NIEMEYER et al., 1995, 2001). Es wird dort verwandt, wo derzeit – auch mit mathematischen Modellen der 3. Generation – noch keine hinreichend genaue Ermittlung des Bemessungsseegangs möglich ist, wie beispielsweise im Lee der Ostfriesischen Inseln (NIEMEYER u. KAISER, 1999a).

3.3 Rechnerische Ermittlung

In jüngerer Zeit sind – insbesondere in großmaßstäblichen Modellen – neue Formelansätze zur Bestimmung des Bemessungswellenaufbaus entwickelt worden. Als ein besonders gut abgesichertes Verfahren gilt der Ansatz von VAN DER MEER u. DE WAAL (1993), bei

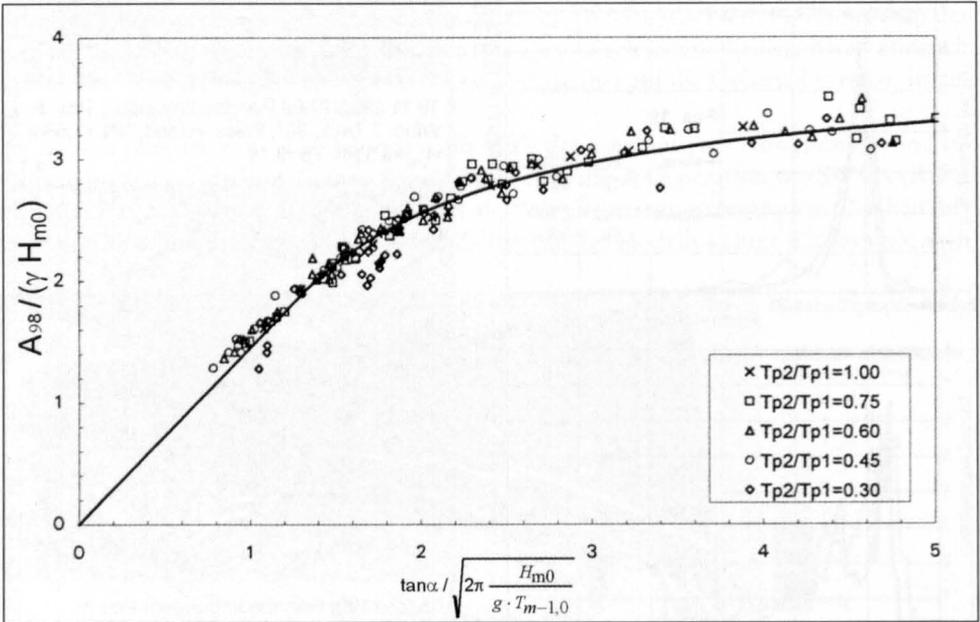


Abb. 6: Grundlagen des neuen Ansatzes (VAN GENT, 1999) für die Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus A_{97} bei Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen (Gl. 1)

dem der spektrale Charakter des Seegangs ansatzweise berücksichtigt wird. Es hat sich aber gezeigt, dass dieses Verfahren beim Auftreten von Spektren mit Mehrfachpeaks, die an der deutschen Nordseeküste häufig in typischer Ausprägung auftreten (NIEMEYER, 1983; NIEMEYER et al., 1995), unzureichend ist. Neuere Untersuchungen in den Niederlanden haben hinsichtlich dieser Problematik einen erfolversprechenderen Ansatz aufgezeigt (VAN GENT, 1999): Die Verwendung der Energieperiode $T_{m-1,0}$ (BATTJES, 1969) führt bei Doppelpreakspektren zu deutlich verbesserten Ergebnissen gegenüber dem Ansatz von VAN DER MEER u. DE WAAL (1993). In einem vom BMBF geförderten KFKI-Projekt des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig und des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen konnten diese Ergebnisse auch für stärker strukturierte Spektren bestätigt werden (OUMERACI et al., 2000). Im Gegensatz zum bisher verwandten modifizierten Ansatz von VAN DER MEER u. DE WAAL (1993) wird daher seit 2001 ein modifizierter Ansatz nach VAN GENT (1999) (Abb. 6) für die Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus verwandt:

$$A_{97} = 1,62 \cdot \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_{m0} \cdot T_{m-1,0} \cdot \tan \alpha \cdot \gamma_R \quad (1)$$

Bei schrägem Wellenangriff wird entsprechend der Untersuchungsergebnisse niederländischer Modellversuche für naturähnlichen, kurzkämmigen Seegang (VAN DER MEER u. DE WAAL, 1990) eine Abminderung des Bemessungswellenaufbaus um den Faktor γ_R vorgenommen:

$$\gamma_R = 1 - 0,0022 \cdot \beta \quad (2)$$

Zudem wird zur Zeit in einem vom BMBF geförderten KFKI-Forschungsvorhaben, das gemeinsam vom Franzius- und Leichtweiß-Institut betrieben wird, untersucht, ob bei der

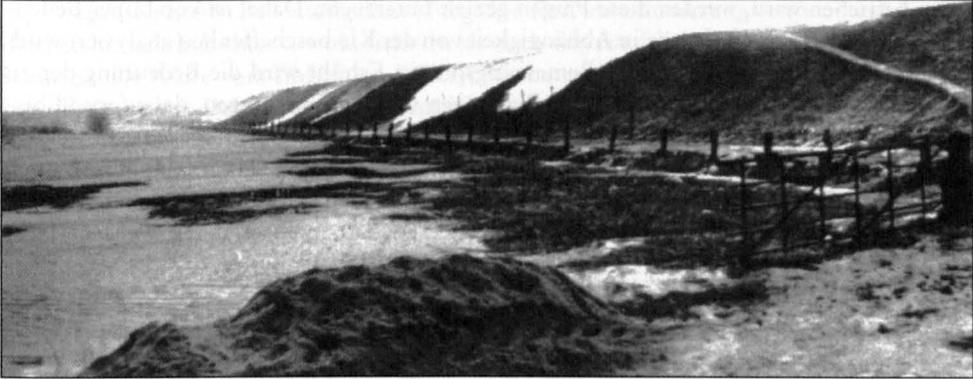


Abb. 7: Wellenüberlauf an einem Seedeich

Berücksichtigung von schrägem Wellenangriff bei der Ermittlung des Bemessungswellenauflaufs weitergehende Präzisierungen möglich sind.

3.4 Zulässiger Wellenüberlauf

Bei hohen Sturmflutwasserständen kann der Auflauf einzelner Wellen über die Deichkrone hinaus gelangen; die überlaufende Wassermenge läuft dann auf der Binnenböschung ganz oder teilweise ab (Abb. 7). Hierdurch sind bei früheren Sturmfluten vielfach Deichbrüche eingeleitet worden. Von daher ist der Wellenüberlauf bei der Bemessung zu begrenzen, um ein Versagen des Deiches zu vermeiden.

Der vielfach als Bemessungswellenauflauf apostrophierte Auflauf mit 2 % Überlauf besitzt keine physikalische Begründung; er ist eingeführt worden, um die beim maximalen Wellenauflauf eintretende statistische Streuung zu mindern (TAW, 1972). Derzeit bestehen lediglich in Dänemark an Naturexperimenten orientierte Werte für einen hinnehmbaren Wellenüberlauf, die bei Klei mit Sandanteilen bis 60 % Überlaufwerten von über 50 % als möglich benennen (LAUSTRUP et al., 1991). Sowohl in den Niederlanden als auch in Deutschland bestehen hierzu keine verbindlichen Vorgaben. In Niedersachsen wird – im Wesentlichen aus Gründen planrechtlicher Belastbarkeit – nach den Vorgaben des TWB (1967) ein zulässiger Wellenauflauf von 3 % bei der Ermittlung des Bemessungswellenauflaufs A_{97} einbezogen: „So muss – bei bekanntem Spektrum des Wellenauflaufes – wiederum eine ‚Bemessungsauflaufhöhe‘ gewählt werden, etwa die Höhe, die von hundert Wellen nur dreimal überschritten wird.“

Er ist – trotz mittlerweile erkannter Mängel – derzeit das einzige zur Verfügung stehende, formal planrechtlich belastbare Kriterium. Es hat sich gezeigt, dass die Ermittlung des zulässigen Wellenüberlaufs über einen prozentualen Anteil der Wellen oder Überlaufungen physikalisch nicht sinnvoll ist. Zum einen können in Abhängigkeit von der Struktur des Seegangs bei gleichem prozentualen Anteil die Überlaufmengen und damit die wirklichen hydrodynamischen Belastungen erhebliche Unterschiede aufweisen. Zum anderen lässt diese Betrachtungsweise die bodenmechanische Beschaffenheit des Deichbaumaterials und damit seine Belastbarkeit völlig außer Acht.

In dem zu diesem Thema angelegten KFKI-Projekt, das vom Leichtweiß-Institut der TU Braunschweig und vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität

Essen betrieben wird, werden diese Fragen gezielt untersucht. Dabei ist von hoher Bedeutung, dass die Überlauftoleranz in Abhängigkeit von der Kleibeschaffenheit analysiert wird. Hierin liegt der hohe Wert für die Bemessungspraxis. Erhöht wird die Bedeutung der zu erwartenden Ergebnisse für zukünftige Planungen und Entwicklungen, da aufgrund bisheriger Erkenntnisse zu erwarten ist (DE WAAL, 1996), dass bei begründetem Zulassen erweiterter Überlaufkriterien vielfach die bereits nach Generalplan (ML, 1973) ausgebauten Deiche noch Belastungsreserven aufweisen, die bei Einsetzen eines beschleunigten Meeresspiegelanstiegs längere Reaktionszeiten als bisher angenommen erlauben werden (NIEMEYER, 1999).

3.5 Profilwirkung

Die Formeln zur Berechnung des Wellenaufbaus berücksichtigen eine einheitliche Neigung der Deichaußenböschung. In jüngster Zeit ist dieser Diskrepanz zur Realität vermehrt Aufmerksamkeit gewidmet worden. So sind in den Niederlanden Empfehlungen sowohl für die Berücksichtigung der Gesamtwirkung von Profilen mit unterschiedlichen Neigungen als auch für die Wirkung von Außenbermen entwickelt worden (VAN DER MEER, 1997). Allerdings ist insbesondere die Empfehlung zur Berücksichtigung der Bermenwirkung hinsichtlich der physikalischen Plausibilität nicht nachvollziehbar. In der Forschungsstelle Küste werden daher Untersuchungen zur Wirkung der Profilgeometrie mit dem mathematischen Wellenaufbauprofilmodell ODIFLOCS (VAN GENT, 1994) bestimmt, wobei die relative Wirkung der Geometrie ermittelt wird. Bei bisherigen Anwendungen hat sich gezeigt, dass die Wirkung einer aufwändigen Profilgeometrie zur Dämpfung des Wellenaufbaus eher gering ist (Abb. 8) (NIEMEYER, 1997b, 1999; NIEMEYER u. KAISER, 1998b).

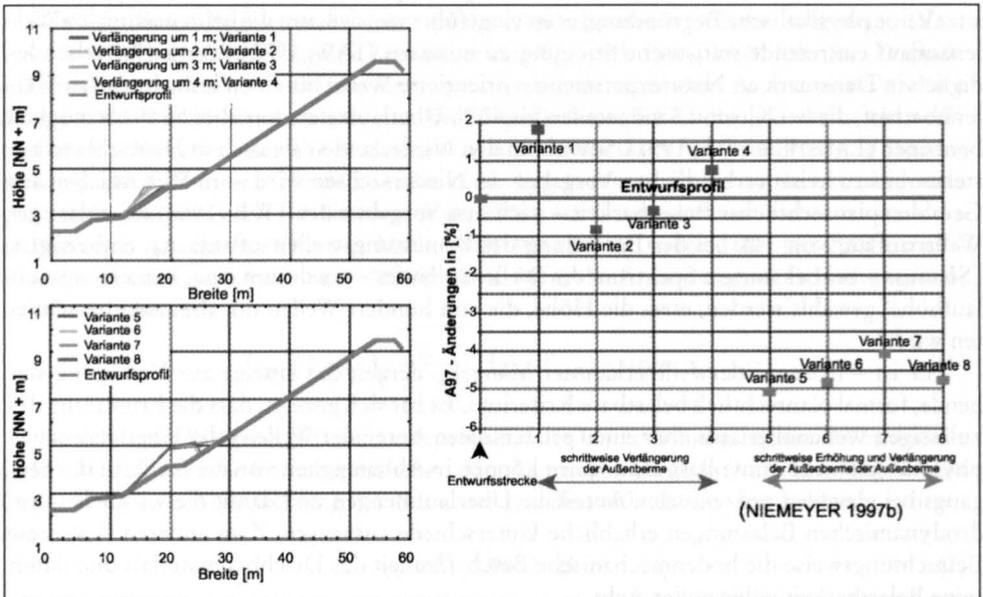


Abb. 8: Optimierung des Profils der Deichaußenböschung über relative Vergleiche mit dem mathematischen Wellenaufbauprofilmodell ODIFLOCS; Projekt Augustrodendeich, Butjadingen (NIEMEYER, 1997b)

Wegen der hohen Bedeutung dieser Frage für die Dimensionierung von See- und Ästuardeichen hinsichtlich einer sowohl sicheren als auch wirtschaftlichen Bemessung ist der Forschungsstelle Küste vom BMBF ein KFKI-Forschungsvorhaben zu diesen Fragestellungen bewilligt worden. Dabei werden gleichzeitig die Möglichkeiten mathematischer Modellierung des Wellenauf- und -überlaufs untersucht, wobei neben dem genannten Modell ODI-FLOCS weitere Modelle hinsichtlich ihrer Eignung untersucht werden.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Der gesetzliche Rahmen für die Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen ist hinsichtlich der Ermittlung des Bemessungswasserstandes so stringent, dass er nur deren deterministische, nicht aber eine wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung ermöglicht. Die in Niedersachsen darauf abgestimmte Bestimmung der Bemessungswasserstände mit dem Einzelwertverfahren hat sich bewährt; dieses ist durch die seit seiner Einführung eingetretenen Orkanfluten ebenso wenig grundsätzlich in Frage gestellt worden wie durch neuere fachliche Erkenntnisse. Es wird auch der mittelbaren gesetzlichen Vorgabe gerecht, gleiche Sicherheit für alle Betroffenen herzustellen.

Die entsprechenden Vorgaben zur Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus sind dagegen so formuliert, dass Anpassungen an den in diesem fachlichen Feld erheblichen Erkenntnisfortschritt der letzten Jahre problemlos möglich waren. Die wesentlichen Erkenntnisgewinne bei der Ermittlung des Bemessungsseegangs und seiner Umsetzung in den Bemessungswellenaufbau haben es erlaubt, von einer eher empirischen zu einer verfahrensmäßigen,

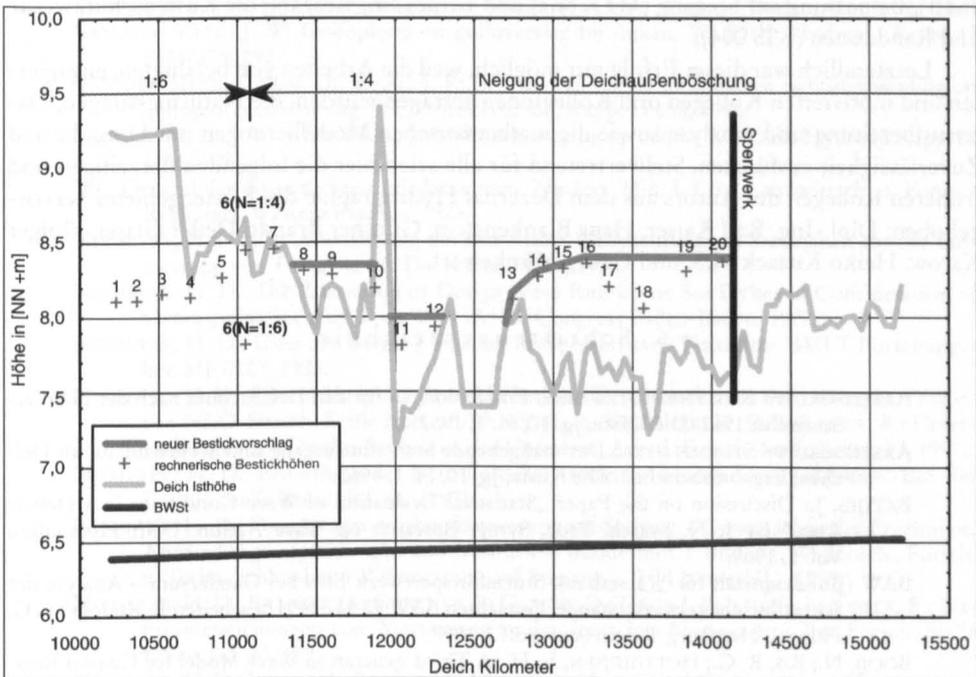


Abb. 9: Beispiel einer verfahrensmäßigen Neubemessung existierender Deiche (Rheider Deichacht, Ems-Dollart-Ästuar) (NIEMEYER u. KAISER, 1998c)

quantitativ nachvollziehbaren Bemessung von See- und Ästuardeichen zu gelangen (Abb. 9). Dadurch hat sich wiederum auch die planrechtliche Belastbarkeit der Bemessung wesentlich erhöht, wie jüngste Verfahren vor Verwaltungsgerichten gezeigt haben.

Der Erkenntnisfortschritt hat aber nicht nur zu neuen, abgesicherten Vorgehensweisen in der Bemessung von See- und Ästuardeichen geführt, sondern auch weitergehende Wissensdefizite aufgedeckt. Dadurch entsteht erst die Möglichkeit, deren Behebung gezielt anzugehen und damit die Grundlagen für eine noch sicherere Bemessung von See- und Ästuardeichen zu legen, die dabei gleichzeitig wirtschaftlicher wird.

5. Danksagung

Der hier dargestellte erreichte Standard in der Bemessungspraxis für niedersächsische See- und Ästuardeiche repräsentiert einen erheblichen, in den letzten fünfundzwanzig Jahren geleisteten Entwicklungsaufwand in der Forschungsstelle Küste des Niedersächsischen Landesamtes für Ökologie. Er war vor allem dank der Personal- und Mittelausstattung möglich, die durch das NIEDERSÄCHSISCHE UMWELTMINISTERIUM gewährleistet wurde und die in Verbindung mit zielführenden Rahmenanforderungen ohne fachlich einschränkende Vorgaben erfolgte.

Wesentlich für das Erreichen der Ziele war und ist in hohem Maß die Förderung, die für eine Reihe von Forschungsvorhaben vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE über das KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN gewährt wurde. Hervorzuheben sind insbesondere die Projekte Seegangsmessprogramm Ostfriesische Inseln und Küste (MF 203), Wattseegang (MTK 464B), Bemessung auf Seegang (MTK 561) und Bemessungsseegang für Küstenschutzwerke und Randdünen (KIS 004).

Letztendlich war dieser Erfolg nur möglich, weil die Arbeiten von befähigten, engagierten und motivierten Kollegen und Kolleginnen getragen wurden, die Naturmessungen, Datenaufbereitung und -analyse sowie die mathematischen Modellierungen mit Umsicht und Zuverlässigkeit ausführten. Stellvertretend für alle seien hier die folgenden derzeitigen und früheren Kollegen des Autors aus dem Dezernat Hydrographie des Küstengebietes hervorgehoben: Dipl.-Ing. Ralf Kaiser, Hans Blankenstein, Günther Brandt, Detlef Glaser, Holger Karow, Heiko Knaack M.S. und Georg Münkewarf.

6. Schriftenverzeichnis

- ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZWERKE: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- ARBEITSGRUPPE STURMFLUTEN: Der maßgebende Sturmflutseegang und Wellenauflauf an Deichen. Ergebnisbericht 1. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- BATTJES, J.: Discussion on the Paper „Statistical Evaluation of Wave Conditions in a Deltaic Area.“ by J. N. Svasek. Proc. Symp. Research on Wave Action. Delft Hydraulics, Vol. 1, 1969.
- BAW (Bundesanstalt für Wasserbau): Sturmflutsperrwerk Ems bei Gandersum – Analyse der Sturmflutscheitelwasserstände. Gutachten BAW 97 53 3449 (Bearbeiter: E. Rudolph u. G. Flüge). Hamburg-Rissen (unveröff.), 1997.
- BOOIJ, N.; RIS, R. C.; HOLTHUIJSEN, L. H.: A Third-generation Wave Model for Coastal Regions. Part I, model description and validation. J. Geophys. Res. 104, C4, 1999.
- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, Erster Theil. Verl. H. Tapper, Aurich, 1754.

- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, Anderer Theil. Verl. H. Tapper, Aurich, 1757.
- VAN GENT, M. R. A.: Modeling of Wave Action on and in Coastal Structures. *Coast. Eng.*, 22, Nos. 3/4. Elsevier, Amsterdam, 1994.
- VAN GENT, M. R. A.: Wave Run-up and Wave Overtopping for Double Peaked Wave Energy Spectra. WL|Delft Hydraul., Rapp. H 3551, 1999.
- HENSEN, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ im Küstenausschuss Nord- und Ostsee. *Die Küste*, Jg. 14, H. 1, 1964.
- Holthuijsen, L. H.; RIS, R. C. u. BOOIJ, N.: A Verification of the Third-generation Model „SWAN“. *Proc. 5th Int. Worksh. Wave Hindcast. u. Forecast*, Melbourne/FI. USA, 1998.
- HUNDT, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. *Die Küste*, Jg. 3, 1954.
- INGENIEURKOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen, (Autoren: HEINSOHN, KRAMER, KRAUSE, LUCK, MEYER-TOELLE, MÜLLER). *Die Küste*, H. 33, 1979.
- KAISER, R. u. NIEMEYER, H. D.: Changing of Local Wave Climate Due to Ebb Delta Migration. *Proc. 26th Int. Conf. Coast. Engg. Copenhagen/Denmark, ASCE, New York*, 1999.
- LAG (Länderarbeitsgruppe): Bemessungswasserstände entlang der Elbe, (Autoren: KRAUSE, KROKER, PROBST, SCHERENBERG, SIEFERT). *Die Küste*, H. 47, 1988.
- LAUSTRUP, C.; TOXVIG MADSEN, H.; JENSEN, J.; POULSEN, L.: Dike Failure Calculation Model Based on in Situ Tests. *Proc. 22nd Int. Conf. Coast. Engg. Delft/The Netherlands, ASCE, New York*, 1991.
- LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Albert Brahms und die Sturmflut von 1717. *Die Küste*, H. 35, 1980.
- LÜDERS, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. *Wasser u. Boden*, 9. Jg., H. 2, 1957.
- LÜDERS, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ im Küstenausschuss Nord- und Ostsee. *Die Küste*, Jg. 14, H. 1, 1964.
- LÜDERS, K.: Über die Gültigkeitsdauer des Bemessungswasserstandes für Seedeiche. *Jber. 1969 der Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz*, Bd. 21, 1971.
- LÜDERS, K. u. LEIS, G.: Nds. Deichgesetz – Kommentar. Verl. Wasser u. Boden, Hamburg, 1964.
- VAN DER MEER, J. W.: Golfploop en golfoverslag bij dijken. WL|Delft Hydraul., Rapp. H 2458/305, 1997.
- VAN DER MEER, J. W. u. DE WAAL, J. P.: Invloed van scheve golfval en richtingspreiding op golfploop en overslag. WL|Delft Hydraul., Rapp. H 638, 1990.
- VAN DER MEER, J. W. u. DE WAAL, J. P.: Waterbeweging op taluds. WL|Delft Hydraul. Rapp. H 1256, 1993.
- ML: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen. Nieders. Min. f. Ern., Landwirtsch. u. Forst. – Referatsgr. Wasserwirtsch. –, 1973.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. *Die Küste*, H. 29, 1976.
- NIEMEYER, H. D.: The Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security. *Proc. 17th IAHR-Congress Baden-Baden*, 1977.
- NIEMEYER, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. *BMFT-Forschungsber. MF 0203*, 1983.
- NIEMEYER, H. D.: Überprüfung der Bestickhöhen von Deichstrecken an der Unterems. *Dienstber. NLO-Forsch.-Stelle Küste*, 5/97; veröff. in: NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. *Arb. d. Forsch.-Stelle Küste*, 13, 1997a.
- NIEMEYER, H. D.: Ermittlung des Deichbesticks vor dem Augustgroden, Jadebusen. *Ber. der Forsch.-Stelle Küste*, Bd. 41, 1997b.
- NIEMEYER, H. D.: Forschungsvorhaben Bemessung auf Seegang – Gesamtschau der Ergebnisse, Anwendungsempfehlungen und Ausblick – Bundesmin. f. Bildung, Wissensch., Forsch. u. Techn. Schlussber. FV Bemessung auf Seegang – Teil I (unveröff.), 1999.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, J.; KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Norseeküste. *Ber. Forsch.-Stelle Küste*, Bd. 40, 1995.
- NIEMEYER, H. D.; EIBEN, H.; ROHDE, H.: History and heritage of German Coastal Engineering. In: N. Kraus (ed.): *History and Heritage of Coastal Engineering*. ASCE, New York, 1996.

- NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; KAISER, R.; PETERS, K.-H.; SCHNEIDER, O.: Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes under Consideration of Overtopping Security by Using Benchmarks of Flotsam. Proc. 4th Conf. Coast. u. Port Engg. i. Develop. Countr., Rio de Janeiro/Brazil, 1995b.
- NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; KAISER, R.; PETERS, K.-H.; SCHNEIDER, O.: Verifikation des Extrapolationsverfahrens zur Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus aus der Einmessung von Teekgrenzen. Die Küste, H. 64, 2001.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Überprüfung des Besticks der Moormerländer Deiche zwischen Gandersum und Borssum. Dienstber. NLO-Forschungsstelle Küste, 04/98, 1998a; veröff. in: NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arb. Forsch.-Stelle Küste, 13, 1999b.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zum Bestick von Versuchsaußenböschungen am Elisabethgrohden-Deich, Wangerland. Dienstber. NLO-Forschungsstelle Küste, 10/98 (unveröff.), 1998b.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Überprüfung der Bestickhöhen für die Rheider Deiche zwischen Nendorp und Dollart. Dienstber. NLO-Forschungsstelle Küste, 03/98; veröff., in: NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arb. Forsch.-Stelle Küste, 13, 1998c.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Ermittlung der Bestickhöhen für die Verstärkung des Südstrandpolderdeiches auf Norderney. Dienstber. NLO-Forsch.-Stelle Küste, 01/99 (unveröff.), 1999a.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arb. Forsch.-Stelle Küste, 13, 1999b.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R.; WEILER, B.: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. Proc. 6th Int. Worksh. Wave Hindcast u. Forecast, Monterey/Ca, USA. Met. Serv. Canada, 2000.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; SAUER, W.; MÖLLER, J.; DROSTE, T.: Physical Model Tests on Wave Overtopping with Natural Sea States. Leichtweiß-Inst., Rep. 852 (unveröff.), 2000.
- RIS, R. C.; HOLTHUIJSEN, L. H.; BOOIJ, N.: A Spectral Model for Water Waves in the Nearshore Zone. Proc. 24th Intern. Conf. o. Coast. Engg., Kobe/Japan, ASCE, New York, 1995a.
- TAW (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen): Golfoploop en golfoverslag. Staatsuitgeverij, s'Gravenhage, 1972.
- TWB (Techn.-Wissenschaftl. Beirat): Empfehlungen der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und ihre Nutzenanwendung für den Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.
- DE WAAL, J. P.: Evaluation of Wave Overtopping Characteristics at Six Dikes in Germany. WL|Delft Hydraulics, Rap. H2119. 1996.

7. Symbole und Zeichen

A (m):	Wellenaufbauhöhe
A_{97} (m):	Wellenaufbauhöhe bei Überlauf von 3 % aller Wellen
A_{98} (m):	Wellenaufbauhöhe bei Überlauf von 2 % aller Wellen
g (m/s^2):	Erdbeschleunigungskonstante
H_{m0} (m):	spektrale signifikante Wellenhöhe
MThw (NN + m):	mittleres Tidehochwasser
T_P (s):	Peakperiode
$T_{m-1,0}$ (s):	Energieperiode
$\tan\alpha$ (-):	Neigung der Deichaußenböschung
β ($^\circ$):	Winkel der Wellenangriffsrichtung zur Deichnormalen
γ_R ($^\circ$):	Abminderung des Wellenaufbaus infolge schrägen Wellenangriffs

Hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen

VON HANZ DIETER NIEMEYER u. RALF KAISER

Zusammenfassung

An den Niederungsküsten der Nordsee hat sich vor den Seedeichen aufgrund menschlicher Aktivitäten eine Staffellung von Kunstbauwerken und Naturbereichen entwickelt, die charakteristischer Bestandteil dieser Kulturlandschaft geworden ist: im Übergangsbereich von den Watten zu den supratidalen Salzwiesen (Deichvorländer, Heller) werden in der Verlandungszone zur Stützung der Sedimentation Lahnungen errichtet, die dort den Anwachs zu Hellern fördern und beschleunigen sollen. Auf den Hellern sind wiederum vor den sturmflutkehrenden Seedeichen in einigen Gebieten Sommerdeiche errichtet worden, die in der Regel Schutz vor erhöhten Wasserständen außerhalb der von Herbst bis Winter andauernden Sturmflutseason bieten. All diese Aktivitäten waren traditionell auf eine Verbesserung der landwirtschaftlichen Erträge ausgerichtet, in jüngster Zeit auch in wenigen Fällen bei den Sommerdeichen auf Fremdenverkehr.

Angesichts der rückläufigen Entwicklung des Bedarfs an landwirtschaftlichen Flächen und gleichzeitig wachsender Ansprüche zur Erhaltung und Schaffung besonderer Lebensräume zur Stärkung der natürlichen Vielfalt an der Küste ist die alleinige Begründung des Systems über die traditionelle landwirtschaftliche Zielsetzung vielfach unzureichend. In der Diskussion ist daher zunehmend der Gesichtspunkt eingebracht worden, dass Lahnungen, Heller und Sommerdeiche mittelbaren oder sogar unmittelbaren zusätzlichen Schutz für den Seedeich bieten. Insbesondere ist dies hinsichtlich einer merklichen Dämpfung des Sturmflutseegangs postuliert worden.

Die gestiegene Bedeutung dieser Fragestellung erfordert systematische Untersuchungen, wobei einerseits Daten hydraulischer Modellversuche und von Naturmessungen analysiert worden sind und andererseits mathematische Modelle eingesetzt wurden. Dabei konnte ein eindeutiges Ergebnis erzielt werden: Die seegangsdämpfende Wirkung von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen nimmt umso stärker ab, je höher die Sturmflut ist. Im Fall des für die Deichsicherheit anzusetzenden Bemessungswasserstands haben sie keine nennenswerte Wirkung mehr. Selbst die der Sommerdeiche ist vernachlässigbar und erlaubt keinesfalls eine Verringerung der Bestickhöhe von Seedeichen.

Summary

At coastlines in the Wadden Sea of the southern North Sea a system of man-made structures and natural landscape has evolved in the course of centuries: in the silt accretion zone where the tidal flats meet the dyke land-reclamation dams have been installed in order to support and accelerate sedimentation until supra-tidal salt marshes have developed. On existing salt marshes in some areas summer dykes have been built which shelter against lower surges during the summer, but will be flooded by higher storm surges occurring generally between autumn and spring. Primary goal of all these efforts was the improvement of agricultural production and, most recently, a desired increase of tourism.

While the need for agricultural capacity is generally decreasing, the demand for areas being dedicated to nature preservation is growing, particularly with respect to compensation for infrastructure projects in coastal areas. Therefore, in many cases agriculture is no longer a sufficiently legitimate excuse for the existence of a particular system. Moreover, summer dykes have been seriously questioned recently. However, probable benefits of these structures for coastal protection due to their wave-damping capability have been postulated instead.

In order to establish a sound basis for future decisions intensive investigations on the wave damping effects of land-reclamation dams, supra-tidal salt marshes and summer dykes have been carried out by analyzing both hydraulic model tests and field measurements as well as applying mathematical wave models. The result was obvious: with increasing storm surge levels the wave-

damping effect of these structures reduces to nil. Even summer dykes have generally no distinct effect on sea dyke design conditions due to wave attack. Their existence does not warrant any reduction of the main dyke design height.

Inhalt

1. Einleitung und Problemstellung.....	16
2. Hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen	20
2.1 Zweck, Wirkungsweise und Bauarten von Lahnungen.....	20
2.1.1 Zweck und Wirkungsweise von Lahnungen	20
2.1.2 Bauarten von Lahnungen.....	22
2.2 Seegangsdämpfung durch Lahnungen	24
2.2.1 Datengrundlagen und bisherige Bewertungen	24
2.2.2 Analysemethoden, Untersuchungsergebnisse und Bewertung	26
3. Hydrodynamische Wirksamkeit von Hellern.....	29
3.1 Entwicklung von Hellern	29
3.2 Seegangsdämpfung durch Heller.....	31
3.2.1 Datengrundlagen und Untersuchungsmethoden.....	31
3.2.2 Ergebnisse und Bewertung der Untersuchungen	32
3.2.2.1 Untersuchungen im Großen Wellenkanal	32
3.2.2.2 Untersuchungen im mathematischen Wellenkanal	35
4. Hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen	39
4.1 Funktion von Sommerdeichen	39
4.2 Seegangsdämpfung an Sommerdeichen	39
4.2.1 Datengrundlagen und Untersuchungsmethoden.....	39
4.2.2 Untersuchungsergebnisse	42
4.2.2.1 Variation der Kronenhöhen	42
4.2.2.2 Variation der funktionalen Gestaltung	46
4.2.2.3 Auswirkungen schrägen Wellenangriffs	47
4.2.2.4 Einfluss örtlicher Windwirkung.....	50
4.3 Vergleich mit Daten aus der Natur und aus hydraulischen Modellen.....	52
4.3.1 Vergleich mit Daten aus der Natur	52
4.3.2 Vergleich mit hydraulischen Modellversuchen	55
5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	57
6. Schriftenverzeichnis.....	58

1. Einleitung und Problemstellung

Die mittelalterlichen Katastrophenfluten vergrößerten und bildeten an der Friesischen Wattenküste eine Reihe von Buchten, die seither wieder erheblich an Ausdehnung verloren haben oder gar ganz verschwunden sind. Im Gebiet der heutigen niedersächsischen Küste gibt es noch Dollart, Leybucht und Jadebusen, während beispielsweise Accumer und Harlebucht verschwunden sind (WOEBCKEN, 1924, 1943; HOMEIER, 1953, 1969, 1979).

Insbesondere dort, wo die Sturmfluten nach Deichbrüchen auf nur geringfügig erosionsbeständige Bodenschichten wie beispielsweise Torf trafen, wurden große Landflächen zu Teilen der Küstengewässer. Die singuläre Wirksamkeit der Sturmfluten entsprach aber nicht einem mit den dafür maßgebenden mittleren hydrodynamischen Kraftwirkungen in Einklang stehenden morphodynamischen Gleichgewichtszustand: Die Flächen der Sturmflutbuchten waren vielfach im Vergleich zu den Tidevolumen zu groß; darüber hinaus war die Seegangintensität dort geringer als an der offenen Küste. Als Folge dieses Ungleichgewichtes setzten Sedimentation und Verlandung ein (NIEMEYER, 1984, 1991, 1995). Der

grundsätzliche Bedarf an landwirtschaftlichen Flächen für die wachsende Bevölkerung und vor allem der auf den Böden gewonnenen Neulandes mögliche Ertragsreichtum motivierten die Küstenbewohner den natürlichen Prozess der Verlandung durch stützende Eingriffe zu beschleunigen. Die Landgewinnung wurde zunehmend systematisch und erfolgreich betrieben, wie das Beispiel der Einpolderungsgeschichte von Ley- und Harlebucht eindrucksvoll dokumentiert (Abb. 1 u. 2). Hierbei entwickelte sich folgende Sukzession: Bau von kleinen Dämmen aus Holzpfählen und Busch im aufschlickenden Watt zur Beschleunigung der Sedi-

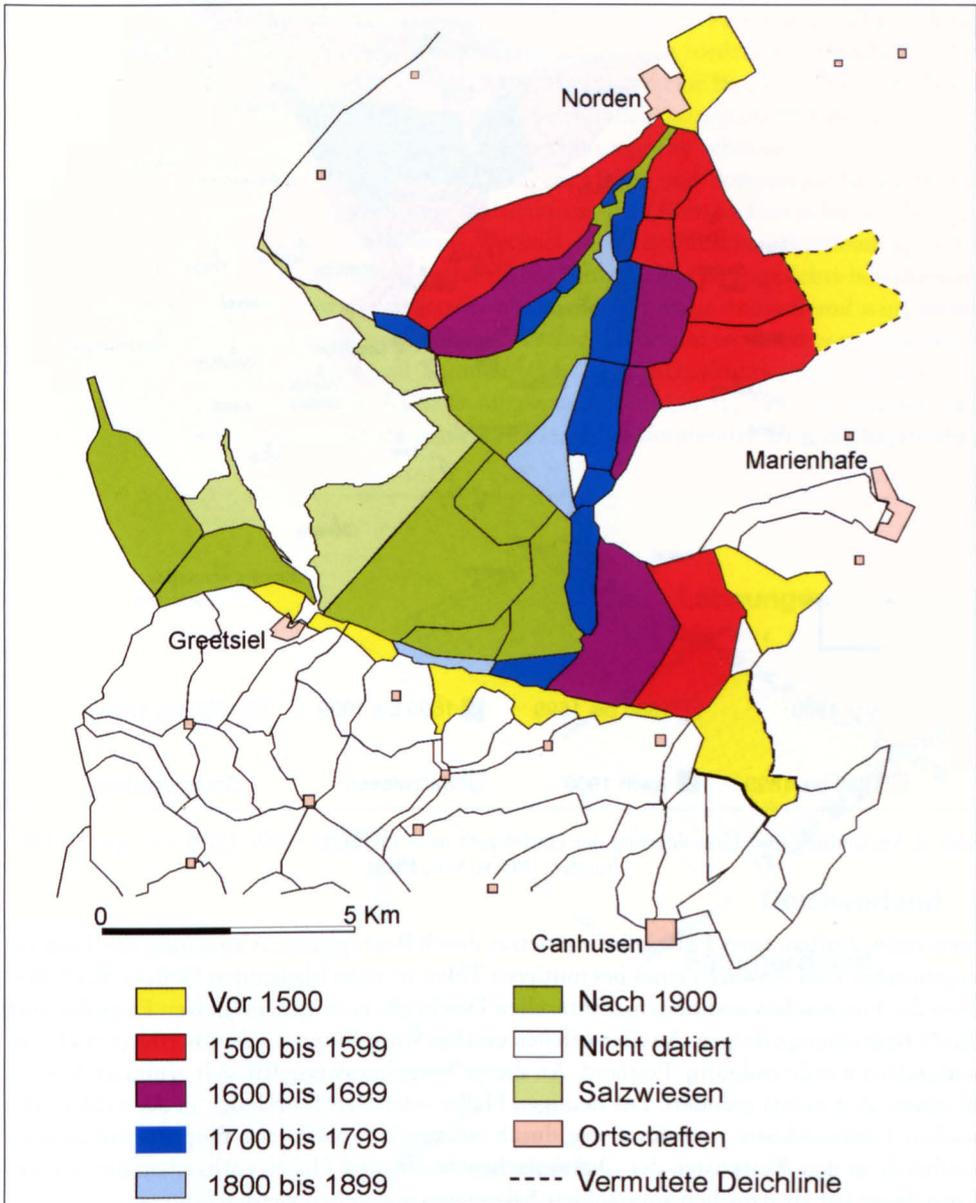


Abb. 1: Verlandung und Einpolderung der Leybucht nach HOMEIER (1955, 1969) seit dem 15. Jahrhundert (NIEMEYER, 1995)

ten Bauwerke – teilweise in modifizierter Form – dazu herangezogen, den Deichfuß bei Scharlagen vor Strömungen und somit gegenüber Unterspülung zu schützen. Diese Situationen waren dann zu meistern, wenn das vor den – damals grundsätzlich auf Hellern errichteten – Deichen liegende Deichvorland so weitgehend abbrach, dass der Deichfuß bereits bei Normaltiden Seegang und Strömungen ausgesetzt wurde.

In späterer Zeit entstand ein weiteres Landgewinnungsbauwerk: der Sommerdeich, durch den ein Sommerpolder gegen Überflutung bei Windfluten geschützt wird. Bereits der Name deutet auf den eigentlichen begrenzten Zweck. Im späten Frühjahr und Sommer sind keine Sturm- oder Orkanfluten mit stark erhöhten Wasserständen zu erwarten. Die leichten Sommerdeiche hatten daher nur eine Kronenhöhe, um bei den niedrigeren Windfluten die Wasserstände zu kehren und dadurch in den Sommermonaten eine landwirtschaftliche Nutzung zu gestatten. In unserer Zeit werden Sommerdeiche auch dazu genutzt, außendeichs gelegene Campingplätze während der Saison vor Überflutungen zu schützen.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass Lahnungen, Heller und Sommerdeiche Elemente der anthropogenen Landgewinnung an der Wattenküste sind (Abb. 3). Erst in letzter Zeit hat ein Begriffswandel eingesetzt, der in einen Wechsel der ökonomischen Randbedingungen eingebettet ist. Die Gewinnung landwirtschaftlicher Nutzflächen ist angesichts bestehender Überkapazitäten in der Produktion volkswirtschaftlich nicht mehr sinnvoll und wird daher seit einigen Jahrzehnten nicht mehr betrieben. Im selben Zeitraum ist damit begonnen worden, Lahnungen, Deichvorländer und Sommerdeiche als Deichschutzwerke (ERCHINGER, 1976) oder sogar als Elemente des Küstenschutzsystems (MAI et al., 1997) zu bezeichnen. Diese Klassifizierung wird insbesondere mit deren seegangsdämpfender Wirkung begründet,

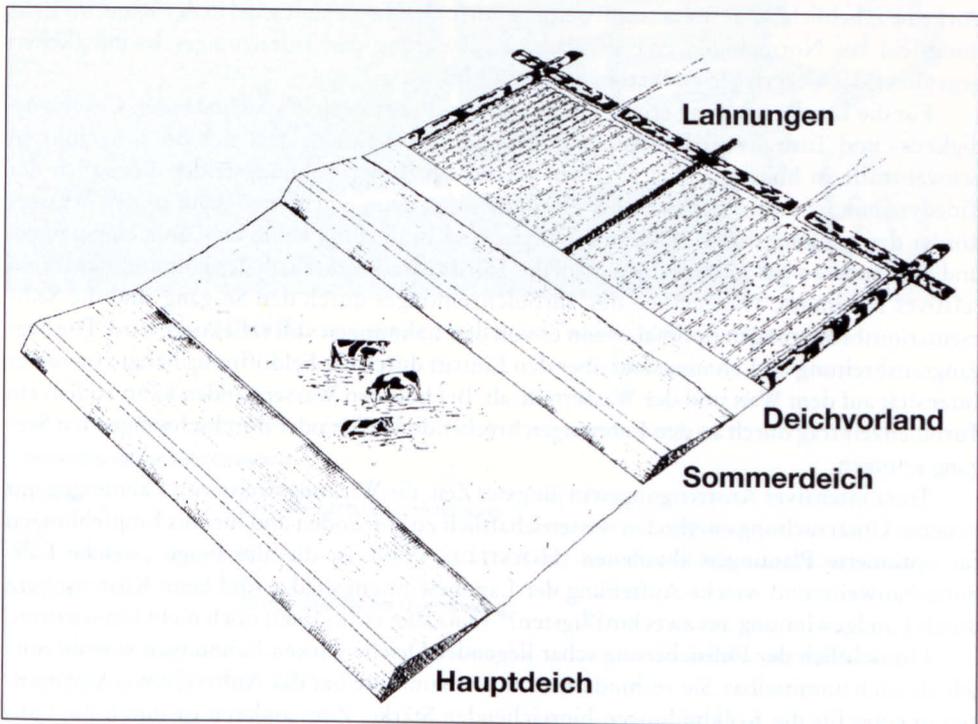


Abb. 3: Schema der Marschenküste am Watt mit Watt, Verlandungsfeld mit Lahnungen, Heller und (b) mit Sommerdeich und -polder, sowie Seedeich

durch die eine höhere Deichsicherheit erreicht werden könne. Die in diesem Zusammenhang entwickelten Auffassungen haben Widerspruch erfahren (NIEMEYER, 1979a, 1979b, 1983, 1987, 1995; NIEMEYER u. KAISER, 1996, 1998; NIEMEYER et al., 1996).

Im Verlauf der letzten Jahre sind zu den daraus abzuleitenden Fragestellungen weitere Daten und Untersuchungsergebnisse verfügbar geworden, so dass eine wesentlich bessere Beurteilungsgrundlage als früher gegeben ist. Auf dieser Grundlage soll im Folgenden eine eingehende Bewertung der hydrodynamischen Wirksamkeit von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen erfolgen, wobei insbesondere deren seegangsdämpfende Wirkung im Hinblick auf die Deichsicherheit bewertet werden wird.

2. Hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen

2.1 Zweck, Wirkungsweise und Bauarten von Lahnungen

2.1.1 Zweck und Wirkungsweise von Lahnungen

Lahnungen werden mit dem Ziel errichtet, den von ihnen eingeschlossenen Wasserkörper gegen dynamische Anregungen von außen abzuschirmen und seine Eigendynamik zum Abklingen zu bringen. Die Füllung und Entleerung erfolgt über eine im Vergleich zur Feldgröße- schmale Öffnung (Abb. 4). Die hier erzwungene Geschwindigkeitserhöhung wirkt kaum in das Lahnungsfeld hinein, da das ein- beziehungsweise ausströmende Tidevolumen dort eine erhebliche Querschnittsaufweitung vorfindet. Insgesamt wird in der Regel im Lahnungsfeld bei Normaltiden eine deutliche Reduzierung der Tidestromgeschwindigkeiten gegenüber den vorgelagerten Watten erreicht (Abb. 5).

Für die Landgewinnung ergibt sich aus den im Lahnungsfeld stattfindenden Geschwindigkeits- und Turbulenzreduzierungen als vorteilhafter Effekt, dass sich die mitgeführten Schwebstoffe in höherem Maß absetzen als außerhalb der Lahnungsfelder. Bezüglich der Tidedynamik ist er am stärksten bei Flutkenterung: Zum einen wird dann in den Wasserkörper des Lahnungsfeldes durch die Füllung und Entleerung keine Dynamik eingetragen, und zum anderen hat zu dieser Zeit auch die Tidedynamik außerhalb des Lahnungsfeldes ein relatives Minimum. Hinsichtlich des Turbulenzeintrages durch den Seegang sind die Sedimentationsbedingungen optimal, wenn er von den Lahnungen voll reflektiert wird. Die Seegangausbreitung im Lahnungsfeld über den Eintritt durch die Feldöffnung hängt von seiner Intensität auf dem Watt und der Wassertiefe ab. Bei höheren Wasserständen kann zudem ein Turbulenzeintrag durch an den Lahnungen brechende Wellen oder durchschwingenden Seegang erfolgen.

Trotz intensiver Anstrengungen in jüngster Zeit, die Wirkungsweise von Lahnungen mit neueren Untersuchungsmethoden wissenschaftlich zu ergründen und hieraus Empfehlungen für optimierte Planungen abzuleiten (HOFSTEDE, 1998), ist die alte Frage „welche Lahnungsbauweise und welche Aufteilung der Landgewinnungsfelder sind beim Küstenschutz durch Landgewinnung am zweckmäßigsten?“ (KRAMER et al., 1960) noch nicht beantwortet.

Hinsichtlich der Fußsicherung schar liegender Deiche wirken Lahnungen sowohl mittel- als auch unmittelbar. Sie verhindern zum einen unmittelbar das Auftreten von Strömungen in einer für die Kolkbildungen hinreichenden Stärke. Zum anderen ist durch die Lahnungen mäandernden Prielen eine Bewegung zum Deich hin versperrt; mittelbar verhindern Lahnungen somit eine Gefährdung der Fußsicherung.

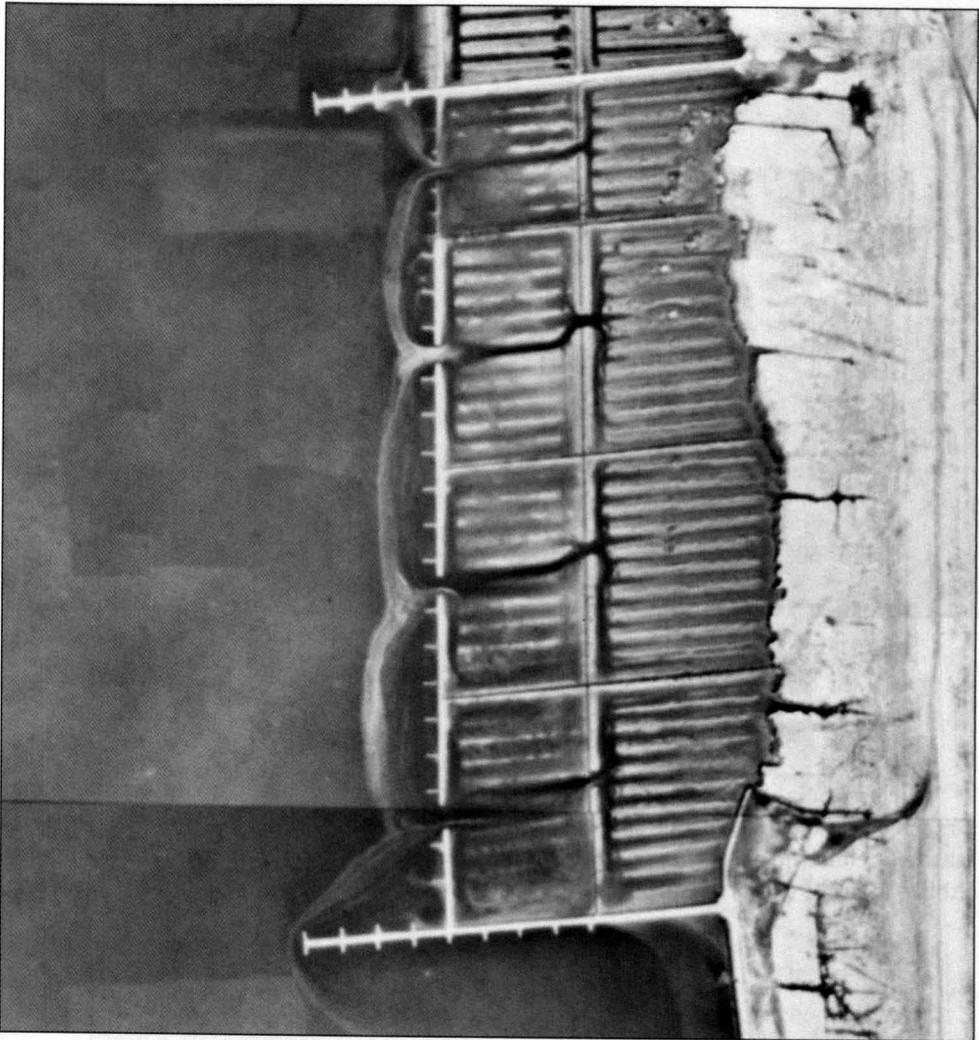


Abb. 4: Luftbild von Lahnungsfeldern bei Paddingbüttel, Wurster Küste

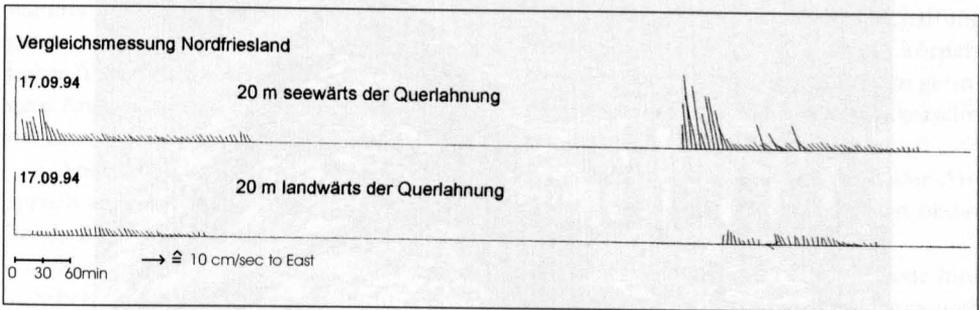


Abb. 5: Vektoren der Tideströmung außer- und innerhalb eines Lahnungsfeldes; Naturmessungen im Testfeld Ockholm/Nordfriesische Küste (REIMERS et al., 1998)



Abb. 6: Buschlahnungen bei Padingbüttel, Wurster Küste (RAGUTZKI u. STEPHAN, 1996)

2.1.2 Bauarten von Lahnungen

Die ursprünglichen Lahnungsbauten wurden als Kombinationen von Holzpfählen und Strauchwerkbündeln errichtet. Diese traditionelle Bauweise der Buschlahnung ist bis heute erhalten geblieben (Abb. 6), wengleich zwischenzeitlich massive Baustoffe dominierten (Abb. 6 u. 7). Sie hatten sich zwar – zumindest teilweise – als weniger empfindlich gegen See-



Abb. 7: Geschüttete Steinlahnung an der ostfriesischen Küste (ERCHINGER, 1970)



Abb. 8: Lahnung aus Betonfertigteilen an der ostfriesischen Küste (ERCHINGER, 1970)

gangswirkung und Verwitterung gezeigt. Die Rückkehr zur traditionellen Bauweise hat zwei wesentliche Gründe: Einerseits werden Lahnungsbauten heute – wie auch bei den sogenannten Notstandsprogrammen der Weimarer Republik – als Mittel zur Arbeitsbeschaffung genutzt. Der Bau von Buschlahnungen ermöglicht wegen des höheren Anteils an körperlicher Arbeit zum einen den Einsatz von mehr Arbeitskräften und stellt zum anderen geringere Anforderungen an den Ausbildungsstand der Einzusetzenden, als der stärker maschinenorientierte Bau von massiven Lahnungsbauwerken.

Andererseits ist mit der Einrichtung der Nationalparke im Wattenmeer auch der Anspruch einer stärkeren Naturbelassenheit verbunden, dem die aus Naturbaustoffen bestehende Buschlahnung eher gerecht wird.

Hinsichtlich der Funktion von Lahnungen sind keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung bekannt und aufgrund der Physik der Vorgänge auch nicht zu erwarten. Die Wirkung der Lahnungen ist hinsichtlich des einschwingenden Seegangs primär die eines Linienbauwerks. Dies gilt insbesondere hinsichtlich der seegangs-

dämpfenden Wirkung bei höheren Wasserständen, da die Wechselwirkungen zwischen Welle und dem wasserüberdeckten Lahnungskörper immer geringer werden.

2.2 Seegangsdämpfung durch Lahnungen

2.2.1 Datengrundlagen und bisherige Bewertungen

Es sind verschiedentlich Naturmessungen zur seegangsdämpfenden Wirkung von Lahnungen vorgenommen und analysiert worden (ERCHINGER et al., 1996; REIMERS et al., 1998). Hierbei war Lahnungen eine seegangsdämpfende Wirkung in Größenordnungen von 25 % bis 50 % zugeschrieben worden. Allerdings wurden diese Ergebnisse über die Regressionsanalyse aller Messungen erzielt (Abb. 9 u. 10).

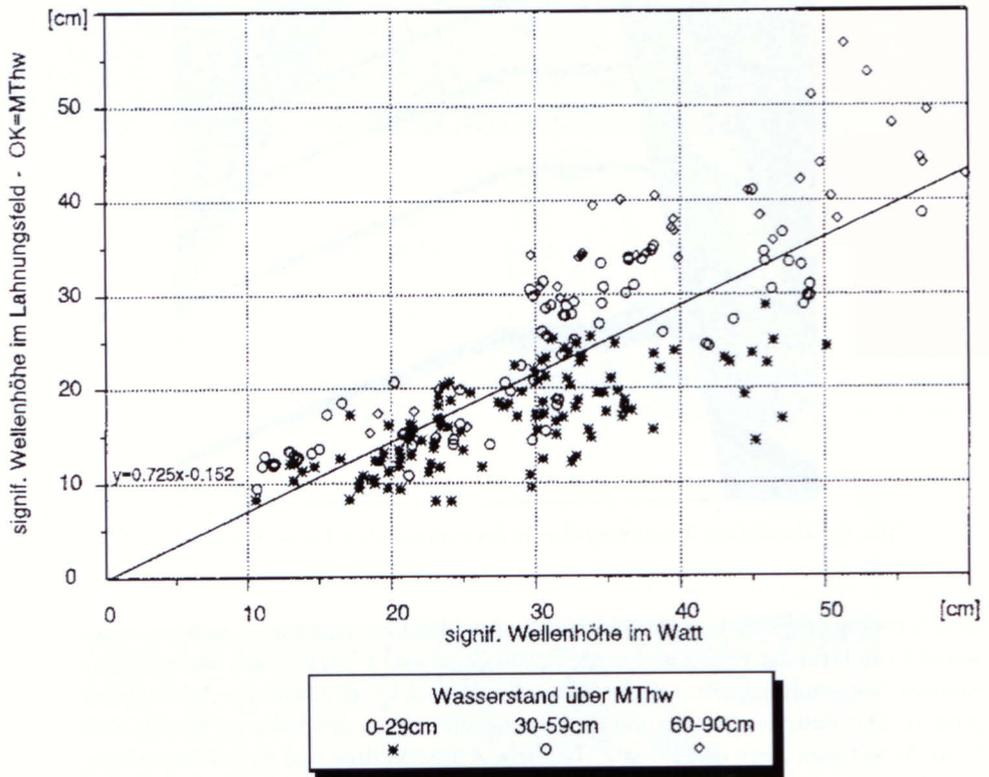


Abb. 9: Analyse von Naturmessungen zur seegangsdämpfenden Wirkung von Lahnungen an der ostfriesischen Küste (ERCHINGER et al., 1996)

Aus dem KFKI-Forschungsvorhaben „Optimierung von Küstensicherungsarbeiten“ standen die Daten der vom Amt für ländliche Räume Husum vorgenommenen Naturmessungen von Seegang außer- und innerhalb von Lahnungsfeldern (Abb. 11) zur Verfügung (ALBERTS et al., 1995), die auch von REIMERS et al. (1998) genutzt worden waren.

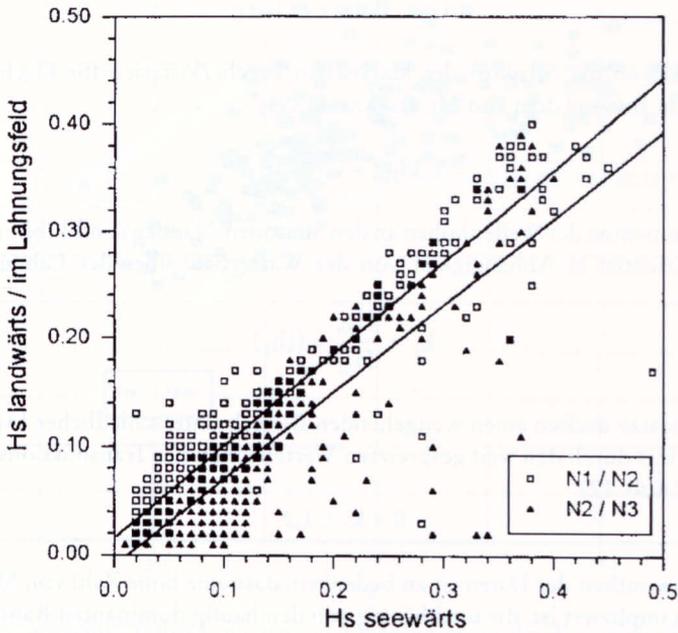


Abb. 10: Analyse von Naturmessungen zur seegangsdämpfenden Wirkung von Lahnungen an der ostfriesischen Küste (ERCHINGER et al., 1996)

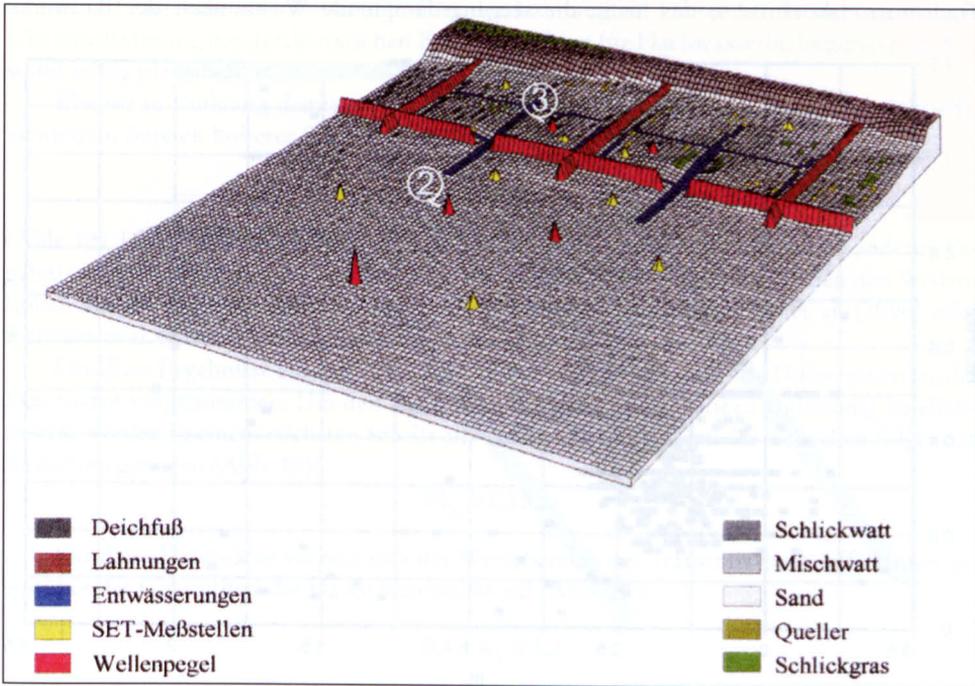


Abb. 11: Topographie und Struktur der Lahnungsfelder bei Ockholm, Nordfriesische Küste mit Wellenpegeln (Vertikal- gegen Horizontalmaßstab 20-fach überhöht); Testfeld (REIMERS et al., 1998)

2.2.2 Analysemethoden, Untersuchungsergebnisse und Bewertung

Ausgehend von der Struktur der klassischen Brecherkriterien für Flachwasserbedingungen wie zum Beispiel dem von MC COWAN (1894)

$$H_{\text{krit}} = 0,78 \cdot h$$

werden die Quotienten der Wellenhöhen an den Stationen 2 (außen) und 3 (innen) als Transmissionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Wassertiefe über der Lahnung analysiert (Abb. 12):

$$k_T = \frac{H_{\text{Sb}}}{H_{\text{Sa}}} = f(h_L)$$

Die Datensätze decken einen weitgehenden Bereich unterschiedlicher Dämpfungscharakteristik ab, was durch den weit gespreizten Wertebereich des Transmissionskoeffizienten deutlich wird (Abb. 12):

$$0 < k_T \leq 1,2$$

Bei der Gesamtheit der Daten ist zu bedenken, dass eine hohe Zahl von Messungen mit kleinen Wellen impliziert ist, die unabhängig von den häufig dominanten Randbedingungen sind und somit einen Zufallscharakter aufweisen. Setzt man das Gros der Daten in einen Korridor (Abb. 12), so werden zum einen Daten mit Zufallscharakter eliminiert und zum anderen Strukturen erkennbar: Mit zunehmender Wassertiefe über der Lahnung wächst der Transmissionskoeffizient, das heißt, die seegangsdämpfende Wirksamkeit des Bauwerks

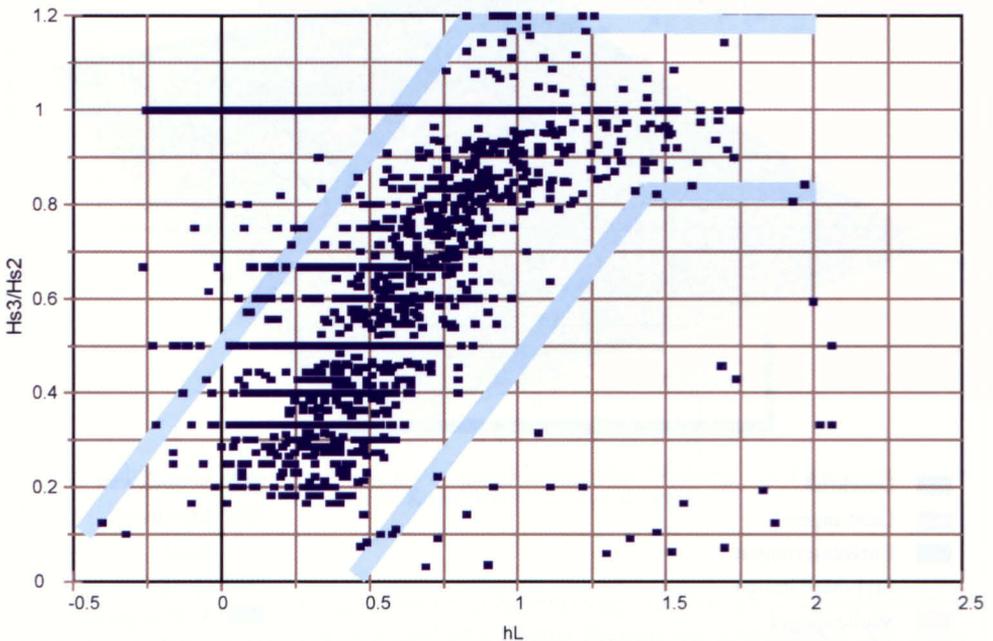


Abb. 12: Seegangstransmission über Lahnungen in Abhängigkeit von der Wassertiefe oberhalb der Lahnung (Ockholm/Nordfriesland, alle Daten)

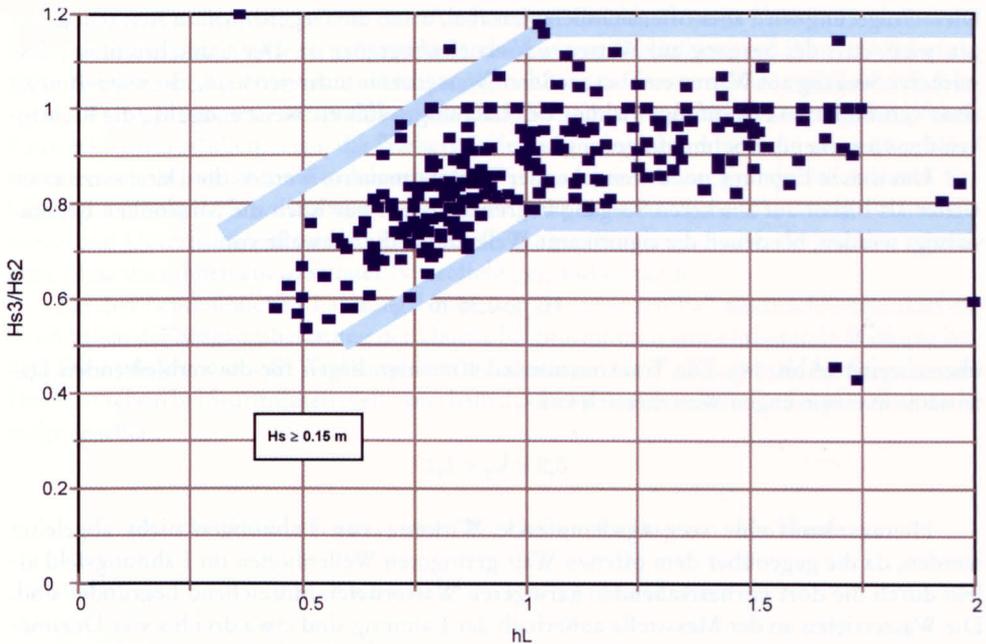


Abb. 13: Seegangstransmission über Lahnungen in Abhängigkeit von der Wassertiefe oberhalb der Lahnung (Ockholm/Nordfriesland, reduzierte Datenrate $H_s \geq 0,15$ m)

nimmt mit zunehmender Wassertiefe über der Lahnung ab. Dieser Effekt steht in völliger Übereinstimmung mit den klassischen Brecherkriterien für Flachwasserbedingungen und ist somit völlig plausibel.

Ebenso in Einklang damit steht das Einpendeln der gemessenen Transmissionskoeffizienten im Bereich höherer Wasserstände innerhalb eines Wertebereichs von

$$0,8 \leq k_T \leq 1,2$$

(Abb. 12). Die hier gewählte differenzierende Betrachtungsweise führt somit zu anderen Ergebnissen als die einheitliche Analyse aller Daten über die Regression zwischen den Wellenhöhen außer- und innerhalb des Lahnungsfeldes, wie von ERCHINGER et al. (1996) oder REIMERS et al. (1998) vorgenommen.

Um diese Ergebnisse einordnen zu können, wird eine weitergehende Differenzierung der Datensätze vorgenommen. Um den Zufallscharakter der Daten nahezu vollständig zu eliminieren, werden in einem nächsten Schritt alle Datensätze eliminiert, die nicht dem folgenden Kriterium genügen (Abb. 13):

$$H_{sa} \geq 0,15 \text{ m}$$

Für diese Datensätze verengt sich der Wertebereich des Transmissionskoeffizienten gegenüber der Gesamtheit der Daten signifikant auf (Abb. 13):

$$0,4 \leq k_T \leq 1,2$$

Hieraus ist – der dem ersten Anschein nach – paradoxe Schluss zu ziehen, dass mit zunehmender Intensität des Seegangs die wellendämpfende Wirkung von Lahnungen abnimmt.

Diese Folgerung wird aber offensichtlich plausibel, wenn die Gegebenheit in Betracht gezogen wird, dass der Seegang auf Watten wassertiefenbegrenzt ist. Der Umkehrschluss, dass stärkerer Seegang auf Watten erst bei größeren Wassertiefen auftreten kann, die wiederum zu einer verminderten Dämpfungswirkung der Lahnungen führen, weist endgültig die Richtigkeit der vorstehenden Schlussfolgerung aus.

Um dieses Ergebnis noch weitgehend zu untermauern, werden die Datensätze noch weiter als bisher auf stärkeren Seegang begrenzt, indem nur noch die Messreihen berücksichtigt werden, bei denen die signifikante Wellenhöhe die Schwelle von

$$H_{sa} \geq 0,35 \text{ m}$$

überschreitet (Abb. 14). Die Transmissionskoeffizienten liegen für die verbleibenden Datensätze in einem engen Wertebereich von

$$0,8 < k_T < 1,1$$

Hieraus kann eine seegangsdämpfende Wirkung von Lahnungen nicht abgeleitet werden, da die gegenüber dem offenen Watt geringeren Wellenhöhen im Lahnungsfeld allein durch die dort vorherrschenden geringeren Wassertiefen hinreichend begründet sind. Die Wassertiefen an der Messstelle außerhalb der Lahnung sind etwa drei bis vier Dezimeter größer als an der im Lahnungsfeld (REIMERS et al., 1998). Wie seit längerem bekannt, stehen Wellenhöhen mit Wattwassertiefen und respektive den geodätischen Wathöhen in einem linearen dynamischen Gleichgewicht (NIEMEYER, 1983, 1987, 1991; NIEMEYER et al., 1996).

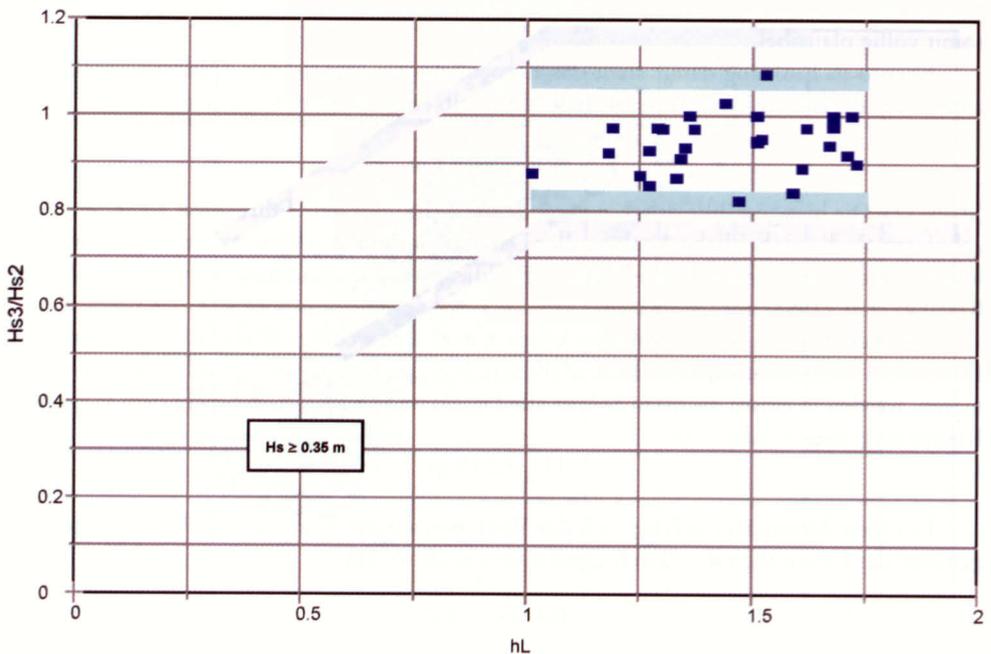


Abb. 14: Seegangstransmission über Lahnungen in Abhängigkeit von der Wassertiefe oberhalb der Lahnung (Ockholm/Nordfriesland), reduzierte Datenrate $H_s \geq 0,35 \text{ m}$

Die hier gewählte differenzierende Analyse der Naturdaten weist plausibel aus, dass die bisher pauschal unterstellte seegangsdämpfende Wirkung von Lahnungen (ERCHINGER et al., 1996; REIMERS et al., 1998) nicht durchgängig haltbar ist. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass Lahnungen – entsprechend der Bauhöhe – ihre Funktion als seegangsdämpfende Bauwerke dann erfüllen, wenn die Wasserstände nicht oder nur geringfügig gegenüber Normaltiden erhöht sind. Eine Ausdehnung des Wirkungsbereichs ist grundsätzlich durch Erhöhungen möglich; sie wird aber aus wirtschaftlicher Sicht zunehmend unattraktiv: Investitions- und Unterhaltungskosten des stärker seegangsexponierten Bauwerks würden zunehmen, ohne dass ihnen ein adäquater Nutzeffekt gegenüberstände.

Bei den heute üblichen Lahnungsbauweisen ist auf jeden Fall auszuschließen, dass sie hinsichtlich der Seegangbelastung der Deiche bei Sturmfluten eine entlastende Wirkung haben. Die hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen für die Dämpfung des Seegangs am Deich ist schon bei Sturmfluten weit unterhalb des Bemessungswasserstandes praktisch nicht mehr gegeben.

3. Hydrodynamische Wirksamkeit von Hellern

3.1 Entwicklung von Hellern

Es ist bereits ausgeführt worden, dass die aktive Landgewinnung durch den Menschen gerade in den im Mittelalter entstandenen Sturmflutbuchten ihren Ursprung nahm, da die naturgegebenen morphodynamischen Randbedingungen in diesen Gebieten dem „Anwachs“ förderlich waren. Die Entwicklung von Hellern im Tidegebiet ist dementsprechend an für die Verlandung günstige Bedingungen gebunden.

Soweit bekannt, hat KRÜGER (1911) erstmals diese Zusammenhänge erläutert: Er weist auf Unterschiede in der Breite der Watten vor der Küste im Zusammenhang mit dem „Land bilden“ hin:

„Die Breite des Wattes, das ist die Entfernung der Hochwasserlinie von der eigentlichen See, hängt vom Angriff der Wellen und von der durch den Wind verursachten Strömung ab; wo diese Kräfte klein genug sind, kann sich Land bilden. Diese Kräfte hängen aber wieder ab von der Lage zur See und zur ganzen Küste.“

Hieran wird deutlich, dass die Ausbildung von Hellern als supratidale Bereiche des Deichvorfeldes von der hinreichenden Dämpfung des von See einschwingenden Seegangs abhängt. Eine weitere eindrucksvolle Dokumentation von den Wechselwirkungen des Seegangs mit Hellerbildung und -abbruch konnte auf der Grundlage der von HOMEIER (1962) vorgenommenen Rekonstruktionen historischer morphologischer Zustände für den Küstenabschnitt bei Norddeich vorgenommen werden (NIEMEYER, 1990, 1995):

Vor Festlegung der Seegaten durch stabilisierende Kunstbauwerke kam es infolge von deren Umlagerungen zu örtlich wechselnder Seegangintensität an der benachbarten Festlandsküste. Hiermit verbunden war sowohl ein Verschwinden von Hellern und sogar Poldern als auch eine Neubildung von Hellern (Abb. 15): Das allmähliche Verschwinden der früheren Insel Buisse nach 1650 ermöglichte die Vereinigung der beiden Seegaten Buissegat und Norderneyer Gat zu einem. Der Riffbogen des neuen Seegats mit dem vereinigten großen Tidevolumen erhielt ein größeres Bogenmaß mit entsprechend weiterer Staffelung der Platen. Gleichzeitig vergrößerte sich der relative Anteil sublitoraler Flächen im Tidebecken in der Nähe der Seegatrinne. Hierdurch und aufgrund der größeren Breite der Hauptrinne des Seegats war das Einschwingen weniger gedämpften Seegangs auf den benachbarten Abschnitt

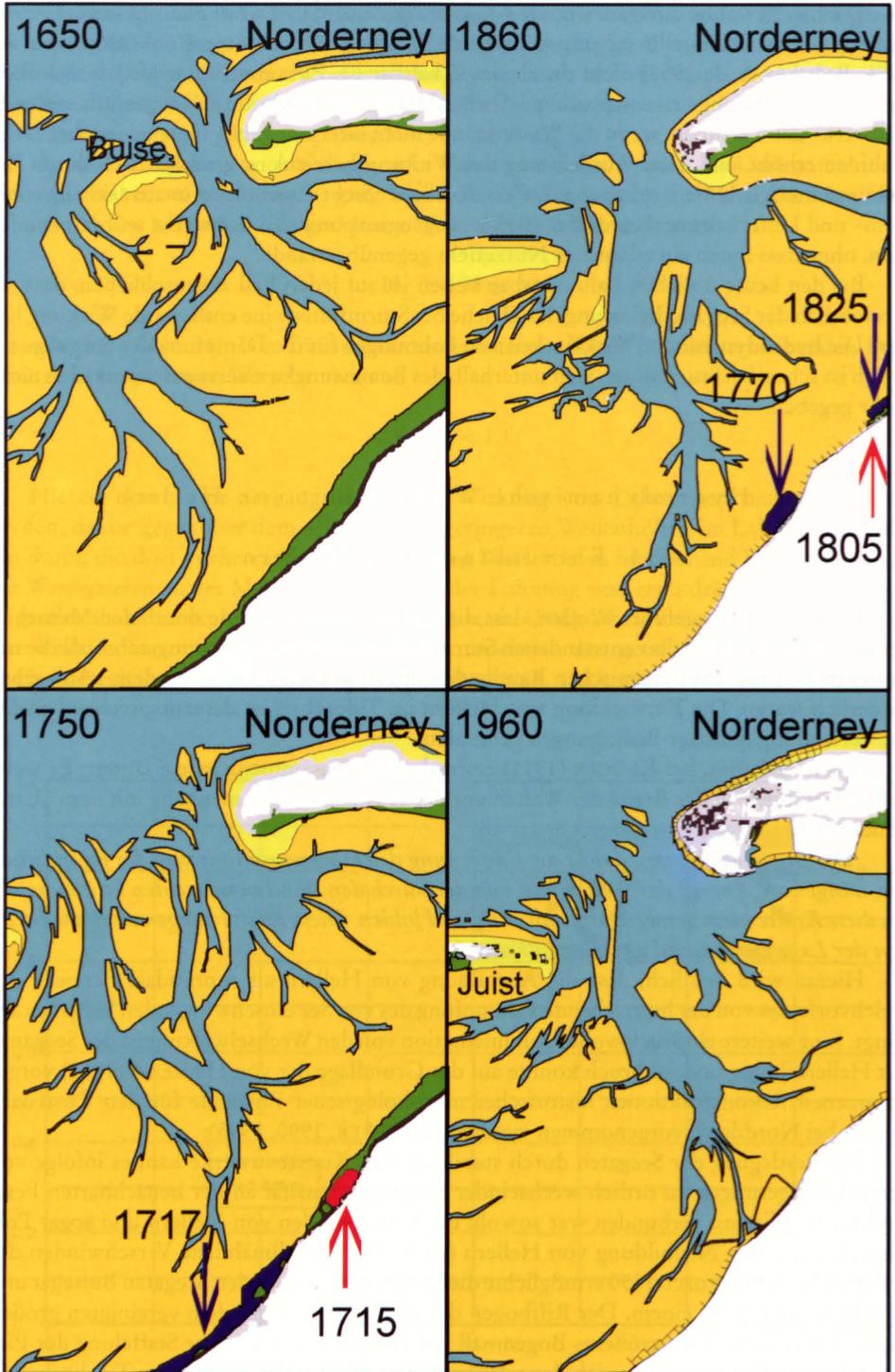


Abb. 15: Vorlandentwicklung, Poldergewinne (rote Pfeile) und -verluste (blaue Pfeile) durch veränderten Seegangseintrag nach Seegatumlagerung (Auszug aus Hist. Karte Nr. 5) (NIEMEYER, 1995)

der Festlandsküste als vordem möglich. Der 1650 – noch vorhandene – nach Osten sich verbreiternde Saum von Hellerflächen ist 1750 bereits vor dem Westermarscher Deich verschwunden. Nach den Deichbrüchen der Katastrophenflut von 1717 musste hier die Deichlinie zurückgenommen werden. In diesem Bereich wirkte sich aus, dass mittlerweile die abschirmende Wirkung der ehemaligen Düneninsel Buise weitgehend verloren gegangen war und zudem Überlagerungen von Seegangssystemen aus beiden Seegatritten über einen ausgeprägten Wurzelbereich auf diesen Küstenabschnitt gelenkt wurden. Der Heller vor dem östlich anschließenden Lintelmarscher Deich muss innerhalb dieses Zeitabschnitts noch so stabil erschienen sein, dass dort der Poppe-Janssen-Polder errichtet wurde. Bis 1860 hat sich dann – infolge der endgültigen Vereinigung der ehemals zwei Seegaten – der relative Anteil sublitoraler Flächen zwischen den Inseln Juist und Norderney weiter vergrößert, wodurch der einschwingende Seegang weniger Dämpfung erfährt. Auch der Lintelmarscher Küstenbereich ist nunmehr einer intensiveren Seegangsbelastung als früher ausgesetzt, so dass jetzt auch hier die Heller vollständig erodiert sind. Weiterhin musste dort auch um 1770 der Poppe-Janssen-Polder ebenso aufgegeben werden wie in der Ostermarsch nach der Orkanflut von 1825 der erst 1805 eingerichtete Vinckepolder. An der Stelle des ehemaligen Poppe-Janssen-Polders ist 1960 nur noch Watt, vom einstigen Vinckepolder ist noch ein schmaler Keil supratidalen Deichvorlandes übrig geblieben: der Vinckenheller.

An der Deutung der langfristigen morphodynamischen Entwicklung des ostfriesischen Küstengebietes bei Norddeich wird deutlich, in welchem hohem Maße die Entwicklung und der Bestand von Hellern durch das örtliche Seegangsklima bestimmt werden. Heller können nur in den Küstenabschnitten ent- und bestehen, in denen eine dafür kritische Seegangsintensität nicht überschritten wird.

Diese Folgerung wird auch durch die mittlerweile verfügbaren Kenntnisse über das regionale Seegangsklima gestützt. Am Beispiel des Einzugsgebietes des Norderneyer Seegats konnte sowohl durch umfangreiche Naturmessungen (NIEMEYER, 1983) als auch durch mathematische Modellierungen (NIEMEYER et al., 1995) derselbe Zusammenhang nachgewiesen werden. Heller haben sich erst in großer Entfernung vom Seegat ausgebildet, durch das intensiver Seegang von der Nordsee einschwingt. Zwischen der Entfernung zum Seegat und Abnahme der Seegangsintensität besteht ein eindeutiger Zusammenhang (Abb. 16).

3.2 Seegangsdämpfung durch Heller

3.2.1 Datengrundlagen und Untersuchungsmethoden

Daten zum Seegang auf Hellern liegen aus Naturmessungen sowie von hydraulischen und mathematischen Modellen vor. Die Naturmessungen sind zum einen mittelbare Messungen über die Einmessung von Teekgrenzen nach Sturmfluten (ERCHINGER 1974; NIEMEYER 1976; INGENIEURKOMMISSION, 1979) sowie unmittelbare mittels Wellenpegeln (NIEMEYER, 1977a, 1983; NIEMEYER et al., 1996). Im Rahmen des seinerzeitigen Teilprojektes A5 (Leitung: Professor Dr.-Ing. Führböter †; Dr.-Ing. Dete) des Sonderforschungsbereichs 205 an der Universität Hannover sind 1989 und 1990 hydraulische Modellversuche im Großen Wellenkanal vorgenommen worden; deren Daten wurden zur Verfügung gestellt.

In diesem Forschungsvorhaben wurde der Seegangsverlauf bei Sturmfluten systematisch für eine weite Bandbreite von Wasserstandszenarien mit dem mathematischen Seegangsmo- dell HISWA (HOLTHUIJSEN u. BOOIJ, 1987; BOOIJ u. HOLTHUIJSEN, 1992) vorgenommen. Vorab wurde anhand der Versuchsdaten aus dem Großen Wellenkanal die Plausibilität mit

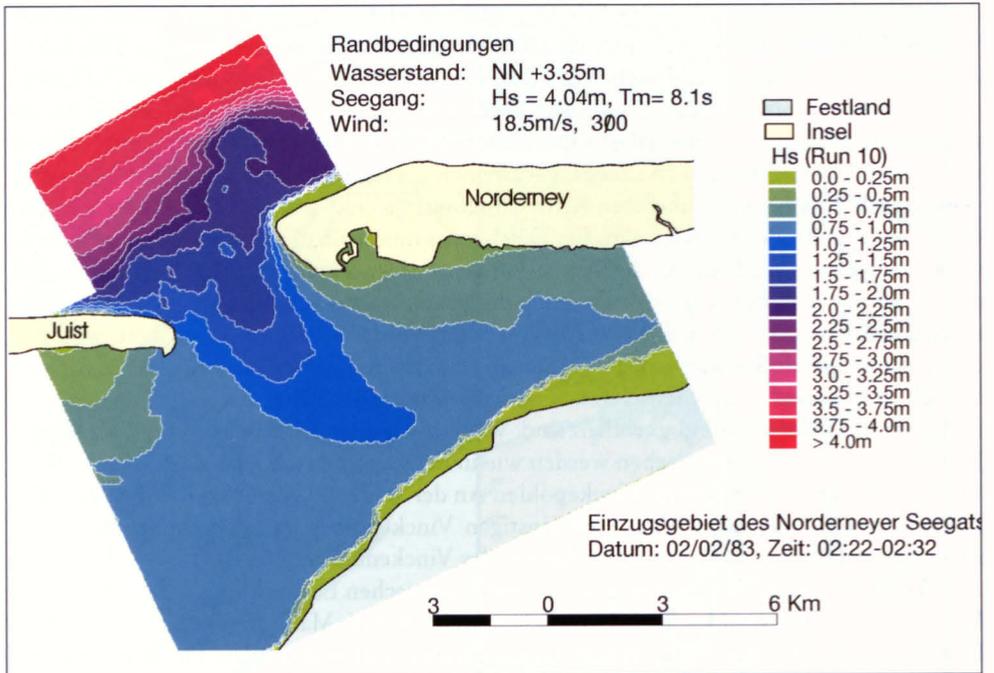


Abb. 16: Ausbreitung des Seegangs im Einzugsgebiet des Norderneyer Seegats, Abnahme der signifikanten Wellenhöhen und Lage der Heller an der Festlandsküste (NIEMEYER et al., 1995)

HISWA erzielbarer Ergebnisse überprüft. Grundsätzlich kann aufgrund der im Modell implementierten Module für die relevanten physikalischen Prozesse davon ausgegangen werden, dass die damit für Vorlandwirkung auf Seegang erzielten Ergebnisse naturähnlich sind. Die Verfügbarkeit von Daten im quasi-Naturmaßstab-Modell soll jedoch dazu genutzt werden, die Glaubwürdigkeit der Ergebnisse für diejenigen transparent zu machen, die über keine hinreichenden Informationen über die maßgeblichen physikalischen Prozesse sowie deren mathematische Formulierung und Modellierung verfügen.

3.2.2 Ergebnisse und Bewertung der Untersuchungen

3.2.2.1 Untersuchungen im Großen Wellenkanal

Das im Großen Wellenkanal eingebaute Deichvorland weist einen gegenüber Naturbedingungen abrupten und starken Geländesprung von 1,5 m auf (Abb. 17). Hiermit kann hinsichtlich der Seegangsdämpfung ein Optimum unterstellt werden, wenngleich die Naturähnlichkeit nur bedingt gegeben ist. In dieser Form tritt in der Natur ein solch abrupter Übergang nur dann auf, wenn Heller sich im Abbruch befinden. Bei Anwachs und Stabilität ist hingegen ein allmählicherer Übergang vom Watt zum Heller gegeben. Selbst bei Abbruchkanten ist diese Höhe des Geländesprungs als ein – wenn überhaupt – in sehr seltenen Ausnahmefällen auftretendes Maximum anzusehen. Die morphodynamischen Randbedingungen auf den Wattenden der Nordseeküste stehen den Ausbildungen derart hoher Geländesprünge entgegen.

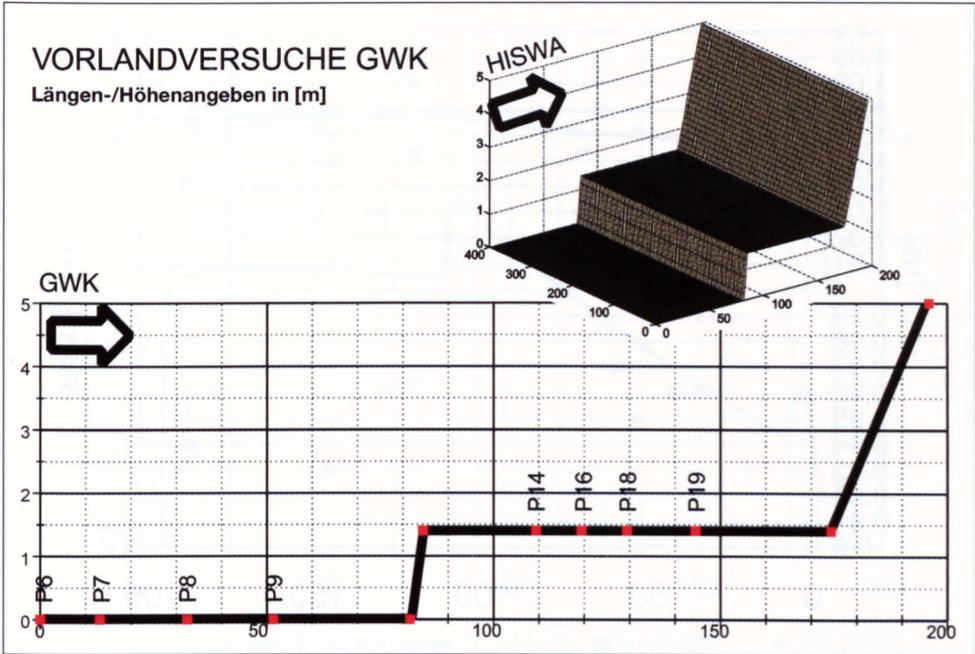


Abb. 17: Lage der Wellenpegel im Längsschnitt des Großen Wellenkanals und Topographie des entsprechenden mathematischen Wellenkanals für HISWA

Dennoch zeigt sich selbst für diese Randbedingungen im Großen Wellenkanal keine nennenswerte Seegangsdämpfung, wie hier beispielhaft anhand der Ergebnisse von zwei Testreihen mit Naturspektren dokumentiert wird (Abb. 18 u. 19). Die Messdaten werden hier unabhängig von der Problematik der Messgenauigkeit erörtert. Es ist aber bei der Bewertung der Ergebnisse zu bedenken, dass besonders geringe Änderungen möglicherweise ganz oder teilweise auf Grenzen der Messgenauigkeit zurückzuführen sind. Dieser Fragestellung ist hier aber nur dann nachzugehen, wenn die Plausibilität der Ergebnisse in Frage zu stellen sein wird.

Bei einer Wassertiefe von 4,9 m, die auf dem Vorland auf 3,5 m reduziert wird, verändern sich die kennzeichnenden Seegangparameter wie folgt: Die signifikante Wellenhöhe beträgt am ersten Pegel P6: $H_S = 0,97$ m; sie nimmt bereits vor dem Erreichen des Deichvorlandes leicht ab. Dort erfolgt erst eine Erhöhung und dann letztendlich am letzten Pegel P19 (Abb. 17) eine Abnahme auf $H_S = 0,93$ m. Der Transmissionskoeffizient als Maß der Dämpfung beträgt somit:

$$k_T = \frac{H_{SH}}{H_{SW}} = \frac{0,93}{0,97} = 0,959$$

Die Dämpfung des Seegangs beträgt somit auf diesem etwa 100 m breiten Vorland bezogen auf seine signifikante Wellenhöhe 4,1 %; sie liegt auch für die mittleren Perioden mit 5,7% in gleicher Größenordnung (Abb. 18). Die relative Wellenhöhe betrug eingangs $H_S/h = 0,20$ und fiel nach vorübergehender stärkerer Erhöhung auf dem Vorland auf $H_S/h = 0,27$ zurück.

Ein tendenziell ähnliches Ergebnis stellt sich selbst dann ein, wenn für die gleiche Modelltopographie im Wellenkanal die Wassertiefen reduziert werden. Bei einer Wassertiefe von

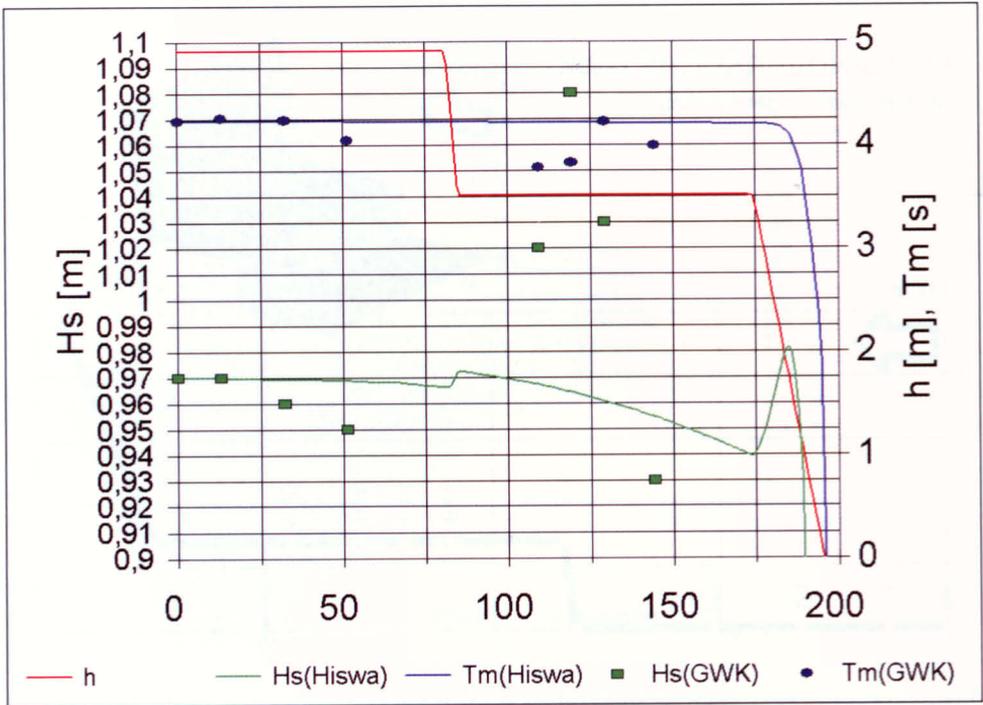


Abb. 18: Ergebnisse von Untersuchungen zur Seegangsdämpfung durch Deichvorländer im Großen Wellenkanal und Vergleichstest mit dem mathematischen Modell HISWA (Wassertiefen: $h_w = 4,9$ m; $h_H = 3,5$ m)

3,6 m und einem Ausgangswert für die signifikante Wellenhöhe von $H_s = 0,86$ m wird auf dem Vorland in einer Wassertiefe von 2,2 m erst eine geringfügig höhere signifikante Wellenhöhe gemessen, die dann allmählich bis auf einen Wert von $H_s = 0,81$ m abnimmt. Dies entspricht einem Transmissionskoeffizienten von

$$k_T = \frac{H_{SH}}{H_{SW}} = \frac{0,81}{0,86} = 0,941$$

Die Dämpfung der Wellenhöhen beträgt somit unter den gegebenen Randbedingungen 5,8 %. Stärker ist hingegen die Abnahme der mittleren Periode mit etwa 17,2 % (Abb. 19). In diesem Fall sind die relativen Wellenhöhen mit $H_s/h = 0,24$ am Ausgangspegel und $H_s/h = 0,37$ vor dem Deich deutlich höher als beim anderen Versuch und liegen damit wesentlich näher an den in der Natur auf Watten gemessenen Werten (NIEMEYER, 1983; NIEMEYER et al., 1996). Dennoch verbleibt die Abnahme bei den Wellenhöhen in gleicher Größenordnung, während sie bei den Perioden ausgeprägter ist.

Diese Ergebnisse erscheinen auf den ersten Blick verblüffend, wenn man sie den Postulaten von FÜHRBÖTER (1974) oder ERCHINGER (1974) gegenüberstellt. Hierzu ist allerdings anzumerken, dass beide ihre Folgerungen – wie bereits frühere Autoren – eher empirisch abgeleitet haben und nicht auf einer von den Randbedingungen her so eindeutig nachvollziehbaren Datengrundlage wie die hier beispielhaft dokumentierten Ergebnisse aus Versuchen im Großen Wellenkanal.

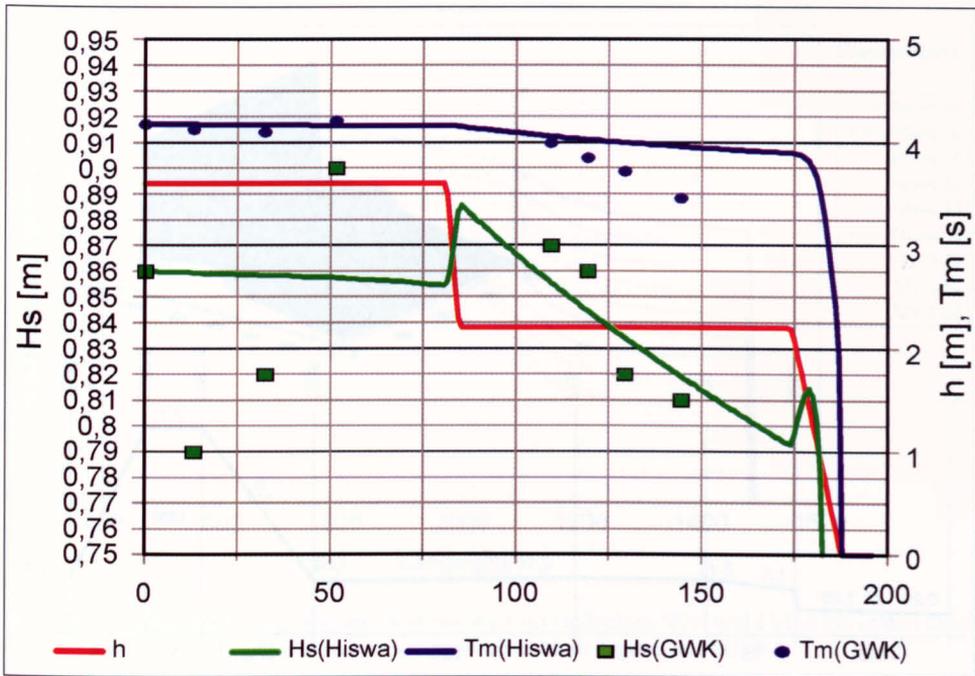


Abb. 19: Ergebnisse von Untersuchungen zur Seegangsdämpfung durch Deichvorländer im Großen Wellenkanal und Vergleichstest mit dem mathematischen Modell HISWA (Wassertiefen: $h_w = 3,6$ m; $h_H = 2,2$ m)

3.2.2.2 Untersuchungen im mathematischen Wellenkanal

Wie aus der Physik der Vorgänge und ihrer mathematischen Formulierung und Modellierung im Modell HISWA zu erwarten, weisen die Ergebnisse im quasi-Naturmaßstab des Großen Wellenkanals und die des mit HISWA betriebenen mathematischen Wellenkanals sowohl von der Tendenz als auch von der Größenordnung her Übereinstimmung auf (Abb. 18 u. 19). Dies gilt auch dann in vollem Umfang, wenn die mögliche Toleranz der Messgeräte in Betracht gezogen wird. Aus diesem Grund erscheint es völlig angebracht, die seegangsdämpfende Wirkung von Hellern mit dem mathematischen Modell HISWA für eine naturähnliche Modelltopographie zu untersuchen (NIEMEYER u. KAISER, 1996, 1998).

Die Untersuchungen wurden für ein typisches Profil der ostfriesischen Küste vorgenommen, das in eine Modelltopographie umgesetzt wurde (Abb. 20): Am seeseitigen Rand liegt das Watt mit NN +0,25 m knapp oberhalb des mittleren Meeresspiegels und steigt landwärts bis auf NN +1,25 m an. Nach einem schmalen Übergangsbereich mit Höhen um NN +1,5 m beginnt der Heller mit einer Höhe von NN +2,15 m, die zum Deich hin auf NN +1,68 m abnimmt.

Für die Wasserstände wird ein Bereich von

$$\text{NN} + 3,00 \leq \text{Thw} \leq \text{NN} + 5,25 \text{ m}$$

in Schritten von 0,25 m in das Modell eingegeben, womit der Bereich hoher Sturmfluten bis etwa zum Bemessungswasserstand abgedeckt wird. Hierbei ist der säkulare Anstieg nicht

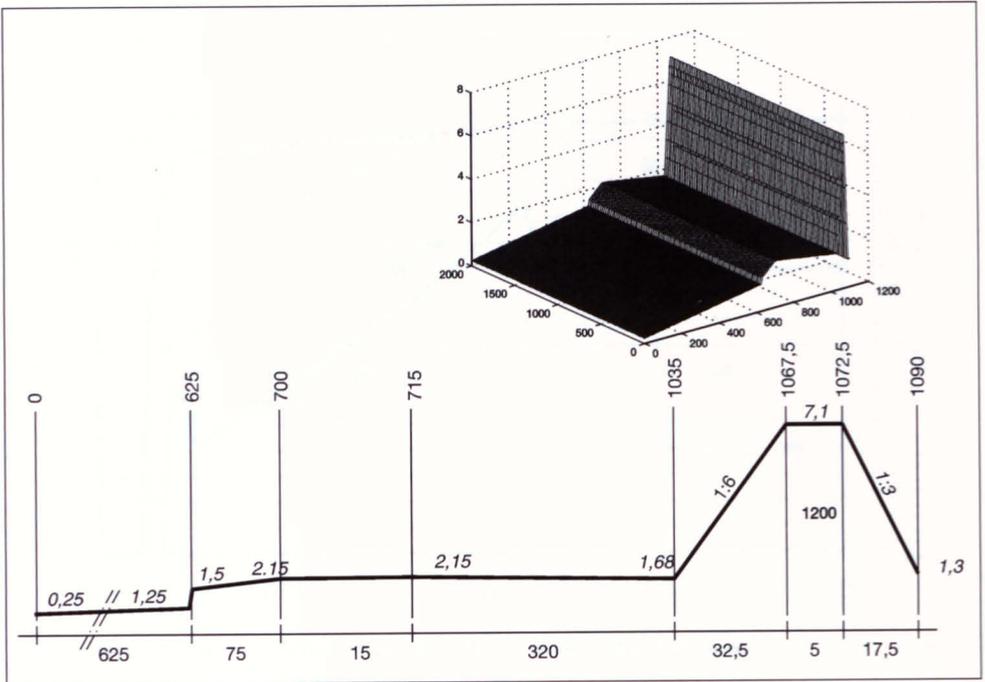


Abb. 20: Profil von Watt, Heller und Deich und die daraus abgeleitete Modelltopographie

berücksichtigt, da bei einem Mitwachsen der Heller die wirksamen Wassertiefen erhalten bleiben. Diese Annahme liegt hinsichtlich der seegangsdämpfenden Wirkung von Hellern auf der sicheren Seite. Der Seegang wird nach Ergebnissen aus Naturuntersuchungen im Watt (NIEMEYER, 1983) im Watt am seeseitigen Rand des Modells in Abhängigkeit von der Wassertiefe eingegeben:

$$H = 0,28 \cdot h$$

$$T_m = \sqrt{28,6 \cdot \frac{h}{g}}$$

Für die signifikanten Wellenhöhen besteht eine enge Korrelation mit der Wassertiefe; bei den Wellenperioden ist der statistische Zusammenhang nicht in gleichem Maß gegeben, aber immer noch hinreichend (NIEMEYER, 1983; NIEMEYER et al., 1996). Auf jeden Fall ist hiermit die Naturähnlichkeit gewährleistet. Es wird auch deutlich, dass die hier gewählten Ausgangsgrößen eine größere relative Wellenhöhe beinhalten als bei den Versuchen im Großen Wellenkanal.

Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass der Seegang bereits auf seiner Laufstrecke im Watt – unabhängig von den Wasserständen – eine deutliche Dämpfung erfährt, die für die signifikanten Wellenhöhen tendenziell etwas stärker ist als für die mittleren Perioden (Abb. 21 u. 22). Im Übergang vom Watt zum Heller verstärkt sich die Dämpfung bei den niedrigeren Wasserständen sowohl für die signifikanten Wellenhöhen als auch für die mittleren Perioden. Hier würde der Seegang bei niedrigeren Wasserständen sogar brechen. Da Beobachtungen nur bei derartigen Verhältnissen möglich sind, ist hierin auch eine Erklärung für die oft be-

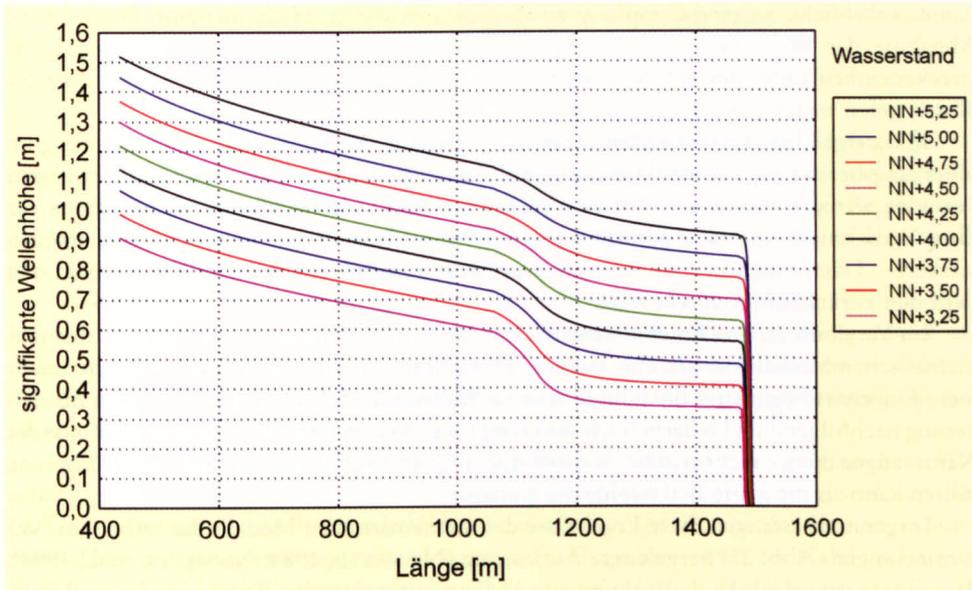


Abb. 21: Veränderung der signifikanten Wellenhöhen auf landnahem Watt und Heller bis an den Deich – Ergebnisse einer mathematischen Modellierung mit HISWA

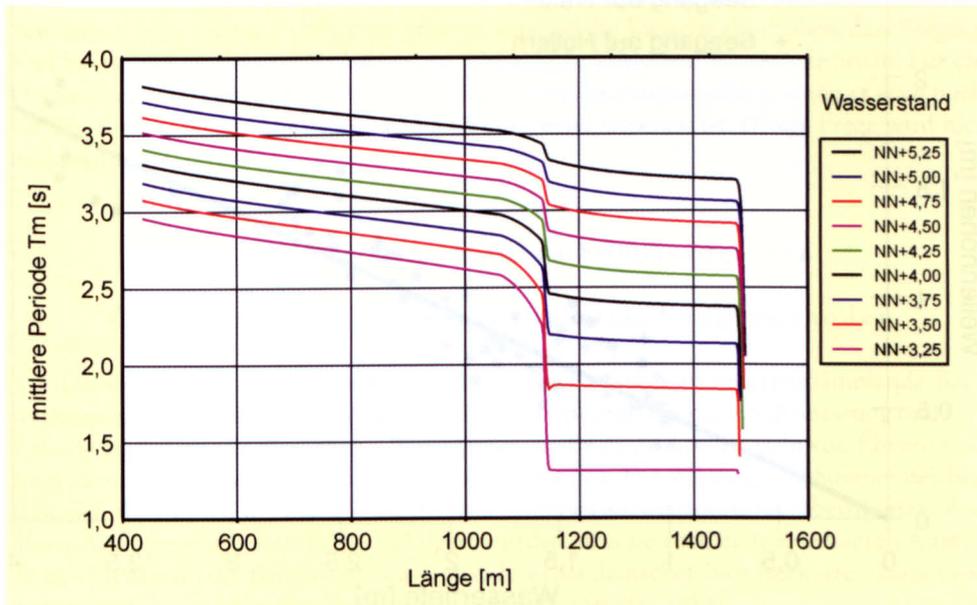


Abb. 22: Veränderung der mittleren Wellenperioden auf landnahem Watt und Heller bis an den Deich – Ergebnisse einer mathematischen Modellierung mit HISWA

nannte erhebliche Seegangsdämpfung zu vermuten. Auf dem Heller bis zum Deich ist die Abnahme der Wellenhöhen und Perioden dann nur noch gering und liegt pro Laufstreckeneinheit unter der auf dem Watt. Ursache hierfür ist wahrscheinlich, dass dort die Wassertiefen wegen der Neigungsumkehr nicht mehr abnehmen.

Mit steigenden Wasserständen verändern sich dann die Tendenzen: Die Dämpfung im Übergangsbereich ist – sowohl für die signifikanten Wellenhöhen als auch für die mittleren Perioden weniger ausgeprägt. Auf dem Heller bis zum Deich erfährt der Seegang aber für diese Verhältnisse eine zwar geringe – aber im Vergleich zu den niedrigeren Wasserständen stärkere – Dämpfung, die wahrscheinlich auf dort zunehmende relative Wellenhöhen und Perioden zurückzuführen sein wird.

Im Vergleich zu den Ergebnissen aus dem Großen Wellenkanal ergibt sich aus den mathematischen Modellierungen eine stärkere Dämpfung. Als Ursachen sind hierfür anzunehmen: Einerseits begünstigt die höhere relative Wellenhöhe bei der mathematischen Modellierung nachfolgend im Hellerbereich die Dämpfung. Andererseits ist in dem Modell eine der Natur angenäherte rechnerische Sohlreibung implementiert, die zu höherer Dämpfung führen kann als die glatte Betonsohle des Kanals.

Insgesamt bestätigen diese Ergebnisse des mathematischen Modells die bisher aus Naturmessungen (Abb. 23) hergeleitete Auffassung (NIEMEYER, 1983; NIEMEYER et al., 1996), dass die seegangsdämpfende Wirkung von Hellern mit steigenden Wasserständen nachlässt. Die – insbesondere im Übergang von Watt zum Heller – vermutete Brandung (FÜHRBÖTER, 1974) kann nach den Brecherkriterien nicht stattfinden. Es ist offenbar, dass die Wassertiefe der Heller analog zu der auf Watten wirkt, was daran deutlich wird, dass für beide Bereiche gleich hohe relative Wellenhöhen festzustellen sind (Abb. 23).

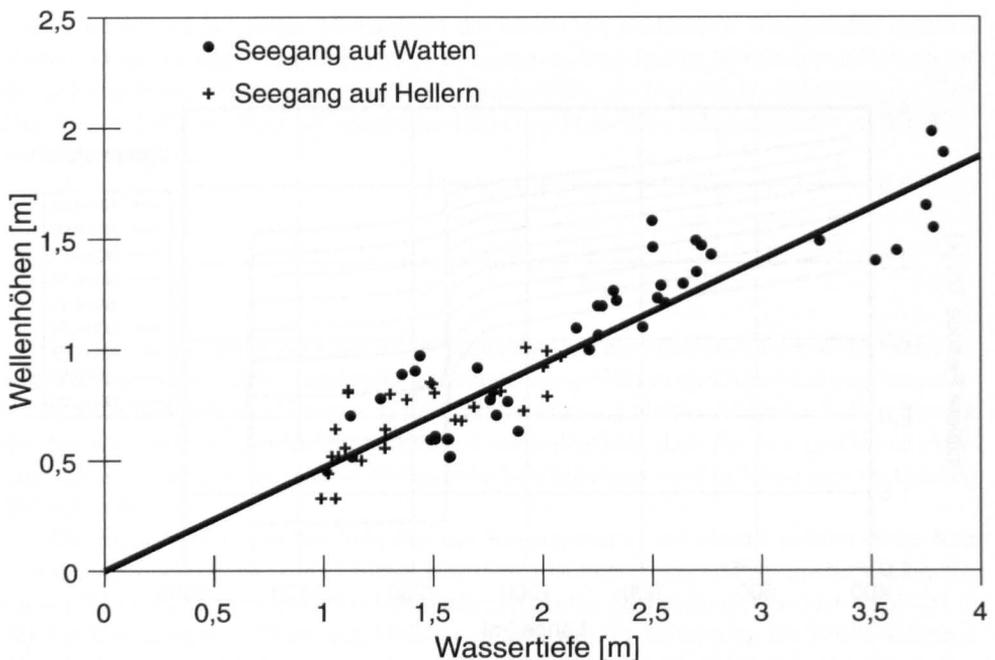


Abb. 23: Zusammenhang von maximalen Wellenhöhen und Wassertiefen auf Watten und Hellern (NIEMEYER, 1983)

4. Hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen

4.1 Funktion von Sommerdeichen

Ein großer Teil der heutigen Sommerpolder ist in den zwanziger und dreißiger Jahren unseres Jahrhunderts entstanden. Ebenso wie bei dem damals massierten Bau von Lahnungen spielten auch bei ihrer Errichtung arbeitsmarktpolitische Zielsetzungen der Regierungen der Weimarer Republik eine Rolle: Die Arbeiten erfolgten vielfach im Rahmen der damaligen Notstandsprogramme zur Arbeitsbeschaffung.

Zielsetzung bei der Errichtung war es, die landwirtschaftliche Produktivität von Hellerbereichen dadurch zu erhöhen, dass ihre Überflutung während der Sommermonate mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden konnte. Die Bauhöhen der Sommerdeiche orientierten sich daher an den Höhenbereichen von Wind- und niedrigen Sturmfluten, wie sie erfahrungsgemäß auch im Sommer auftreten können.

Mit ihrem Bau wurde bei Beweidung eine größere Sicherheit für das aufgetriebene Vieh erreicht; gleichzeitig wurde auch der Unterhaltungsbedarf des Hauptdeiches gesenkt, an dem bei Hellerüberflutung das flüchtende Vieh Trittschäden hinterließ. Ebenfalls konnte in Sommerpoldern mit geringem Risiko geheut werden; das Wegschwemmen der Mahd nach Überflutungen wurde durch die Sommerdeiche nahezu ausgeschlossen. Zu diesen landwirtschaftlichen Nutzungsaspekten ist in den sechziger und siebziger Jahren dieses Jahrhunderts ein weiterer gekommen: der Fremdenverkehr. Innerhalb von Sommerpoldern können für die Sommermonate außendeichs gelegene Campingplätze eingerichtet werden, für die ein erträglich geringes Überflutungsrisiko besteht.

In jüngerer Zeit ist Sommerdeichen eine weitere Funktion zugesprochen worden: die eines dem Seedeich vorgelagerten Wellenbrechers, der für dessen Sicherheit bedeutsam sei (StAIK, 1995). Es ist zu vermuten, dass hierin die Ursache für die im Verhältnis zur Wasserstandsentwicklung überproportionalen Zunahme der Kronenhöhen von Sommerdeichen in den letzten Jahrzehnten zu sehen ist. Hierbei wird auf die Tatsache abgehoben, dass Seegang bei Unterschreiten einer im Verhältnis zur Wellenhöhe kritischen Wassertiefe bricht. Für die Deichsicherheit ist dieser Prozess aber nur dann berücksichtigungsfähig, wenn er auch noch bei Eintritt des Bemessungswasserstandes hinreichend wirksam ist. Dieser Frage wird hier nachgegangen.

4.2 Seegangsdämpfung an Sommerdeichen

4.2.1 Datengrundlagen und Untersuchungsmethoden

Da Sommerdeichen bis vor kurzer Zeit keine Funktion als seegangsdämpfende Bauwerke zugewiesen wurde, liegen hierzu keine – für eine zweckgerichtete Bemessung und Gestaltung eigentlich erforderlichen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln vor. Ebenso sind auch kaum Daten und Untersuchungen dazu vorhanden. Die Wirkung von Sommerdeichen lässt sich theoretisch in Analogie zu der von Unterwasserwellenbrechern bestimmen. Aus dieser Analogie war bereits früher gefolgert worden, dass sie auch in ihrer erhöhten Ausbildung – bei Eintritt der Bemessungswasserstände an der deutschen Nordseeküste – keine nennenswerte Seegangsdämpfung bewirken würden (NIEMEYER, 1983).

Als Beleg für die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen sind wiederholt Einmessungen von Teekgrenzen nach Sturmfluten benannt worden (ERCHINGER, 1974;

StAIK, 1995). Daher sollen diese Daten auch hier genutzt werden, allerdings unter Hinzuziehung weiterer Datensätze, wie beispielsweise die der INGENIEURKOMMISSION (1979). Die Zahl und Struktur dieser Daten erlaubt aber keine darauf aufbauende eigenständige grundsätzliche Untersuchung mit dem Ziel allgemein gültiger Ergebnisse. Sie lassen sich dennoch nutzen, indem sie zur Plausibilisierung anderer Untersuchungsergebnisse herangezogen werden.

Die guten Übereinstimmungen zwischen den Ergebnissen mathematischer Modellierungen mit HISWA und denen hydraulischer Modellversuche im Großen Wellenkanal zur Seegangsdämpfung auf Hellern gaben Anlass dazu, die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen systematisch mit mathematischen Modellen zu untersuchen (NIEMEYER u. KAISER, 1996, 1998). Die Vorgehensweise erfolgte dabei analog zu der bei Hellerwirkung, was die Festlegung der hydrodynamischen Randbedingungen angeht.

Hinsichtlich der Morphologie und Bauwerksstruktur wurden drei Fälle unterschieden, die vom ehemaligen Staatlichen Amt für Insel- und Küstenschutz für Grundsatzuntersuchungen vorgeschlagen worden waren (Abb. 24–26). In den daraus entwickelten Modelltopographien waren folgende morphologische und konstruktive Elemente enthalten: Watt, Heller, Sommerpolder, Sommer- und Hauptdeich. Die Versuche wurden parallel für beide Alternativen vorgenommen: Unbedeichter Heller vor dem Hauptdeich und teilweise Einpolderung des Hellers durch einen Sommerdeich. Um die Auswirkungen konstruktiver Randbedingungen erfassen zu können, wurden beim Profil 0 (Abb. 24) die Kronenhöhen des Sommerdeiches wie folgt variiert: NN +2,5 m, NN +3,0 m und NN + 3,5 m. In den Profilen 1

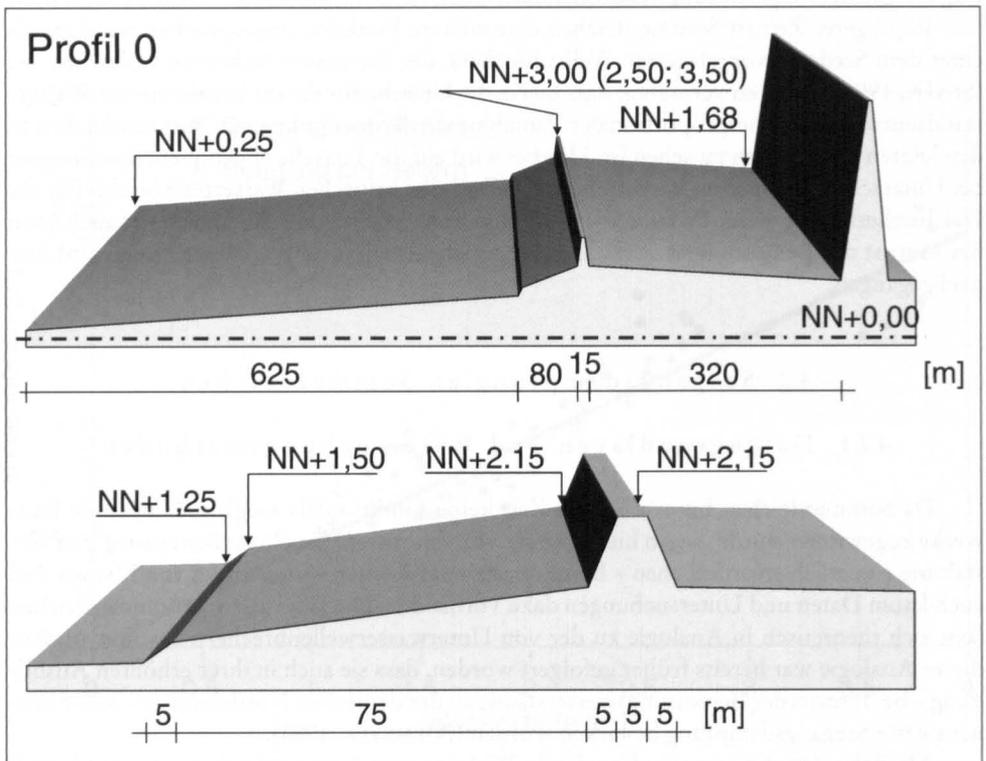


Abb. 24: Schema des Testprofils 0

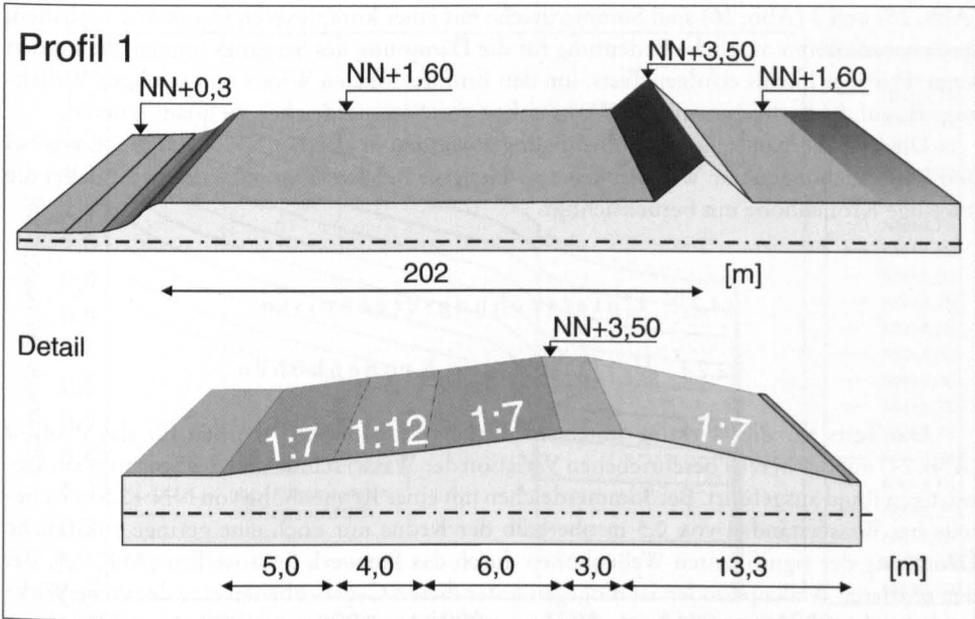


Abb. 25: Schema des Testprofils 1

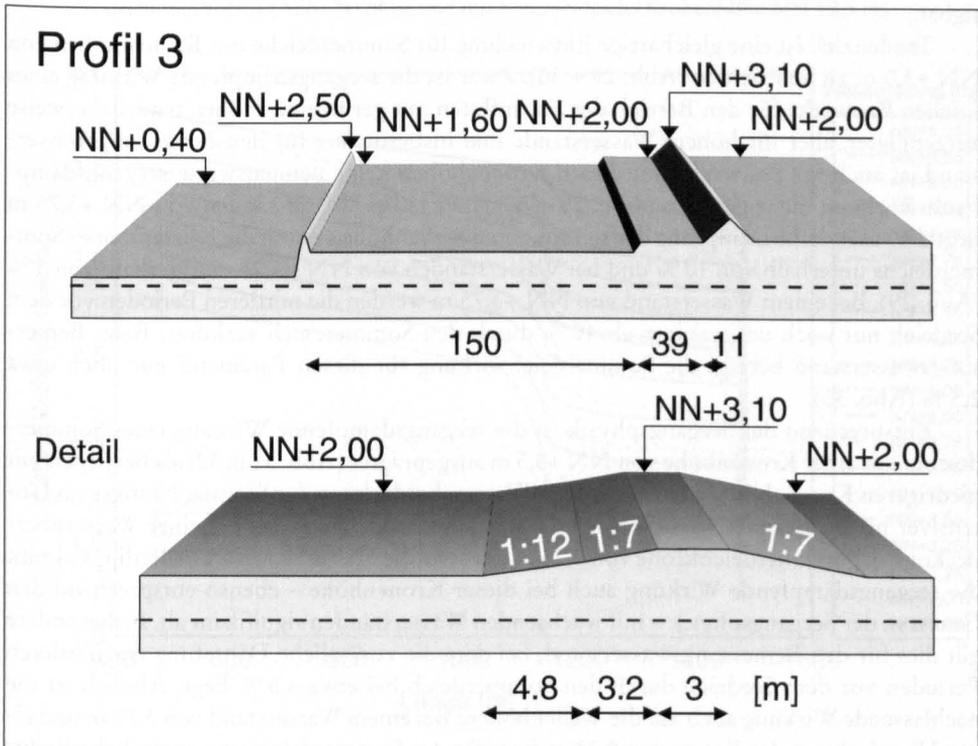


Abb. 26: Schema des Testprofils 3

(Abb. 25) und 3 (Abb. 26) sind Sommerdeiche mit einer komplexeren Geometrie enthalten, so dass auch deren mögliche Bedeutung für die Dämpfung des Seegangs untersucht werden kann. Darüber hinaus erfolgen Tests, um den Einfluss lokalen Winds und schrägen Wellenangriffs auf die hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen zu quantifizieren.

Die hydrodynamischen Randbedingungen werden in gleicher Weise festgelegt, wie bei den Untersuchungen zur Wirksamkeit von Hellern. Bei den Wasserständen wird dabei die jeweilige Kronenhöhe mit berücksichtigt.

4.2.2 Untersuchungsergebnisse

4.2.2.1 Variation der Kronenhöhen

Die Tests für die Wirkung unterschiedlicher Kronenhöhen wurden für das Profil 0 (Abb. 24) mit der bereits beschriebenen Variation der Wasserstände und des Seegangs am seawärtigen Rand ausgeführt. Bei Sommerdeichen mit einer Kronenhöhe von NN +2,5 m ist bereits bei Wasserständen von 0,5 m oberhalb der Krone nur noch eine geringe zusätzliche Dämpfung der signifikanten Wellenhöhen durch das Bauwerk festzustellen (Abb. 27). Bei den mittleren Wellenperioden ist hingegen unter diesen Gegebenheiten eine deutliche Wirksamkeit erkennbar. Sie verliert sich aber mit wachsenden Wasserständen und ist bereits deutlich unterhalb des Niveaus des Bemessungswasserstandes nur noch marginal (Abb. 28). Da Gleiches auch für die signifikanten Wellenhöhen gilt (Abb. 27), ist eine seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen mit diesen Kronenhöhen bei hohen Sturmfluten vernachlässigbar.

Tendenziell ist eine gleichartige Entwicklung für Sommerdeiche mit Kronenhöhen von NN +3,0 m zu beobachten (Abb. 29 + 30). Zwar ist die seegangsdämpfende Wirkung eines solchen Bauwerks für den Bereich der Sturmfluten mit geringeren Höhen natürlicherweise ausgeprägter, aber für höhere Wasserstände und insbesondere für den Bemessungswasserstand ist auch für Bauwerke mit diesen Kronenhöhen keine nennenswerte seegangsdämpfende Wirkung mehr gegeben (Abb. 29 + 30). Bereits bei Wasserständen von NN +3,75 m liegt die zusätzliche Dämpfung der signifikanten Wellenhöhen durch die Existenz eines Sommerdeichs unterhalb von 10 % und bei Wasserständen von NN +4,25 m unterhalb von 5 % (Abb. 29). Bei einem Wasserstand von NN +3,75 m werden die mittleren Perioden vor dem Seedeich nur noch um weniger als 10 % durch den Sommerdeich verkürzt. Beim Bemessungswasserstand beträgt die Sommerdeichwirkung für diesen Parameter nur noch etwa 2,5 % (Abb. 30).

Entsprechend der Seegangsphysik ist die seegangsdämpfende Wirkung eines Sommerdeiches mit einer Kronenhöhe von NN +3,5 m ausgeprägter (Abb. 31 u. 32) als bei denen mit niedrigeren Kronenhöhen, da bei geringer Wasserüberdeckung der Seegang häufiger und intensiver bricht. Beispielsweise werden die mittleren Wellenperioden bei einer Wasserüberdeckung der Sommerdeichkrone von 0,25 m um etwa die Hälfte reduziert. Allerdings nimmt die seegangsdämpfende Wirkung auch bei dieser Kronenhöhe – ebenso entsprechend den Gesetzen der Seegangsphysik – mit wachsenden Wasserständen signifikant ab. Insbesondere gilt dies für den Bemessungswasserstand, bei dem die zusätzliche Dämpfung der mittleren Perioden vor dem Seedeich durch den Sommerdeich bei etwa 4,5 % liegt. Ähnlich ist die nachlassende Wirkung auch auf die Wellenhöhen: Bei einem Wasserstand von 3,75 m und einer Überdeckung der Krone von 0,25 m bewirkt der Sommerdeich eine zusätzliche Reduzierung der signifikanten Wellenhöhe vor dem Deich gegenüber der Hellerwirkung von

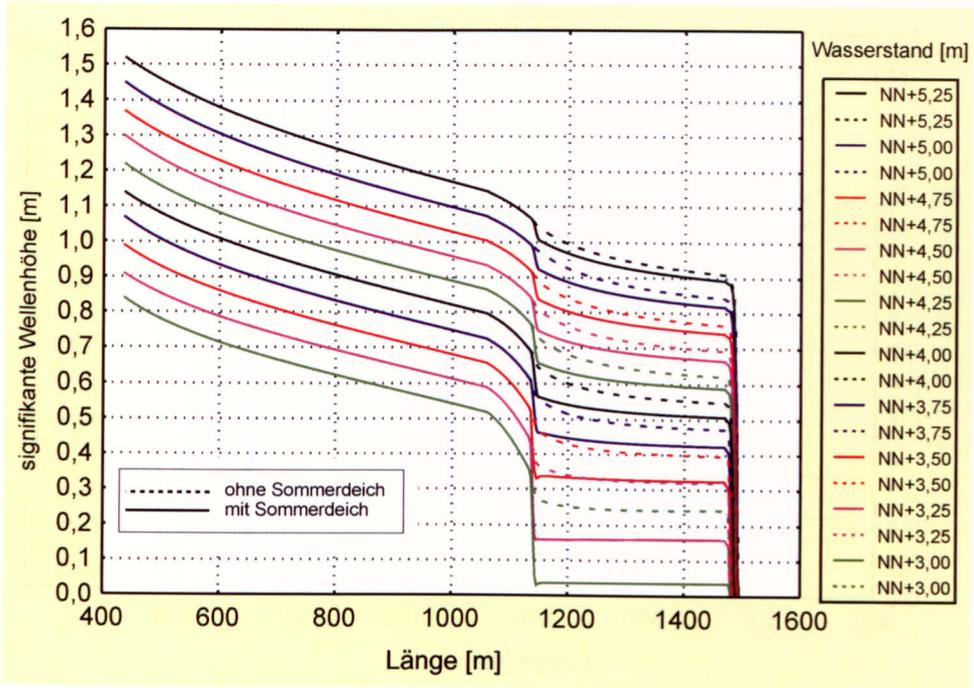


Abb. 27: Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen H_s über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +2,5 m)

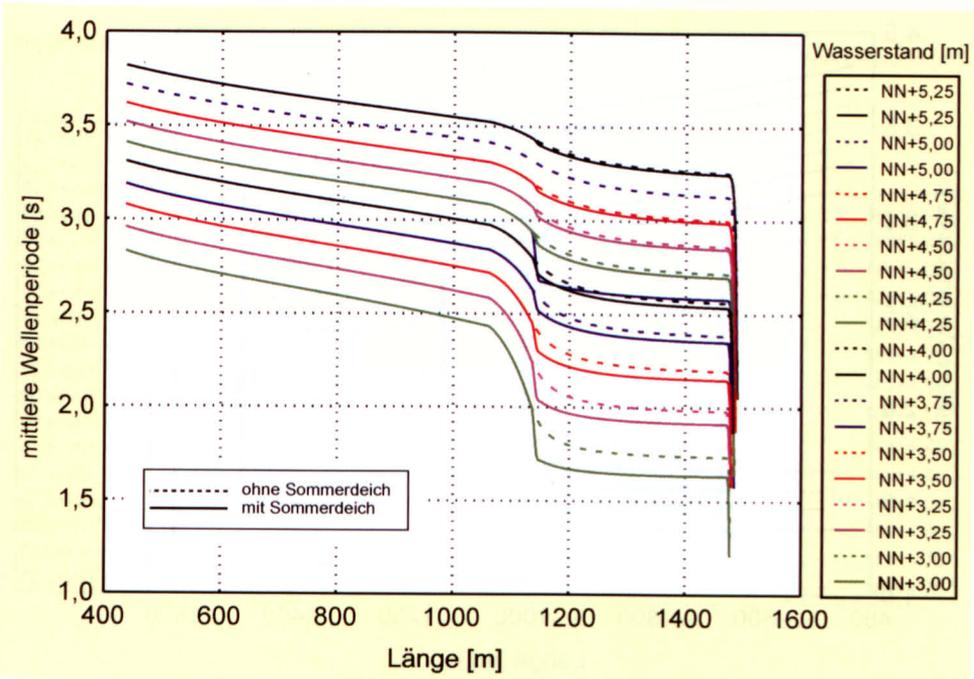


Abb. 28: Veränderungen der mittleren Wellenperiode T_m über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +2,5 m)

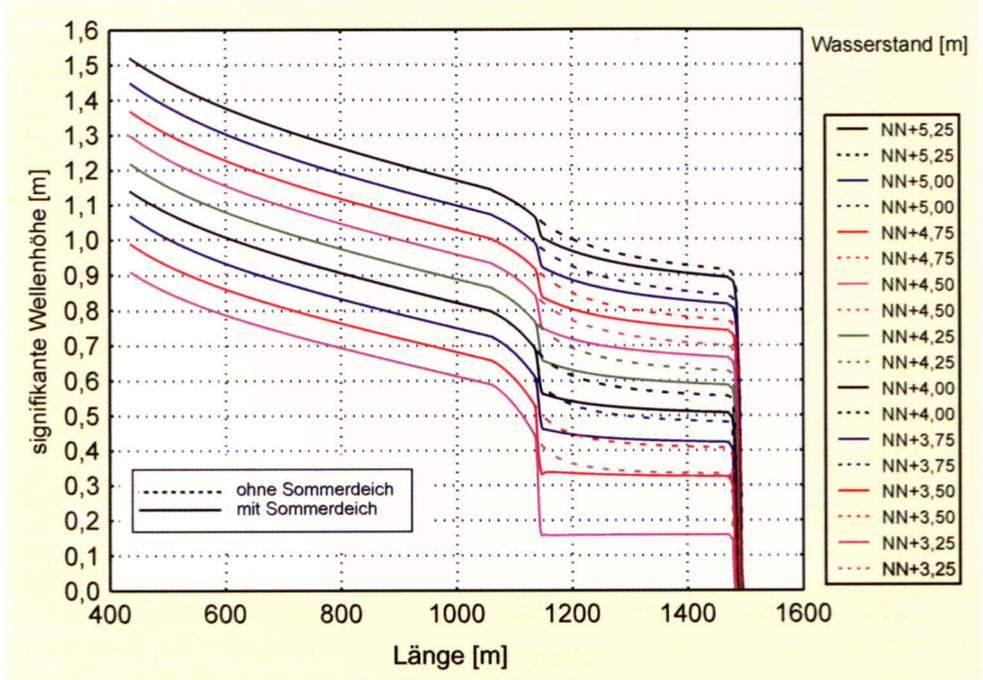


Abb. 29: Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen H_s über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +3,0 m)

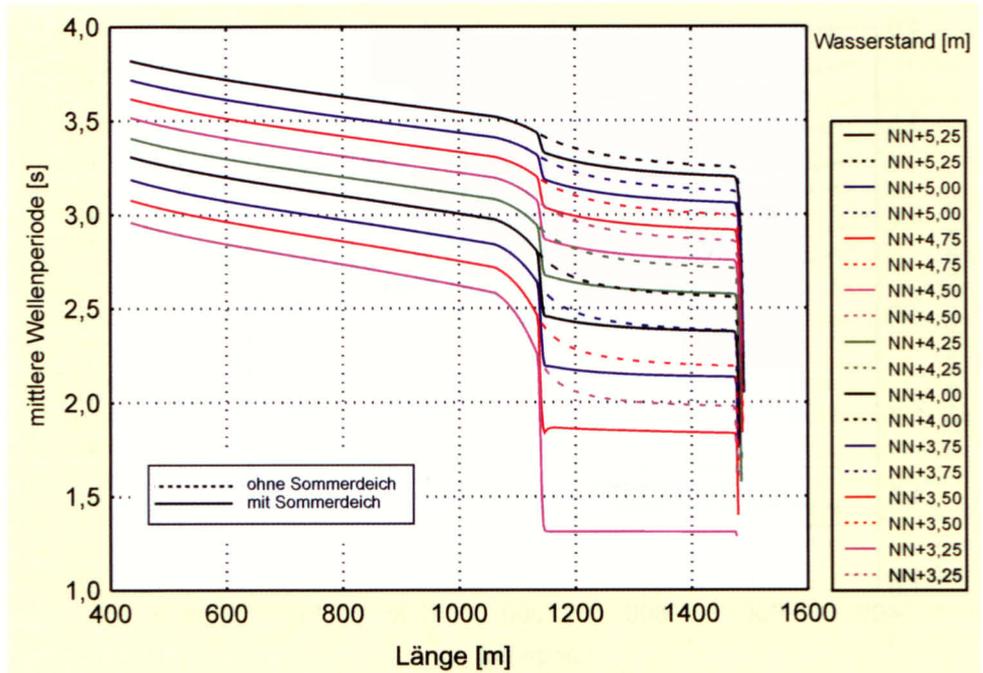


Abb. 30: Veränderungen der mittleren Wellenperiode T_m über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +3,0 m)

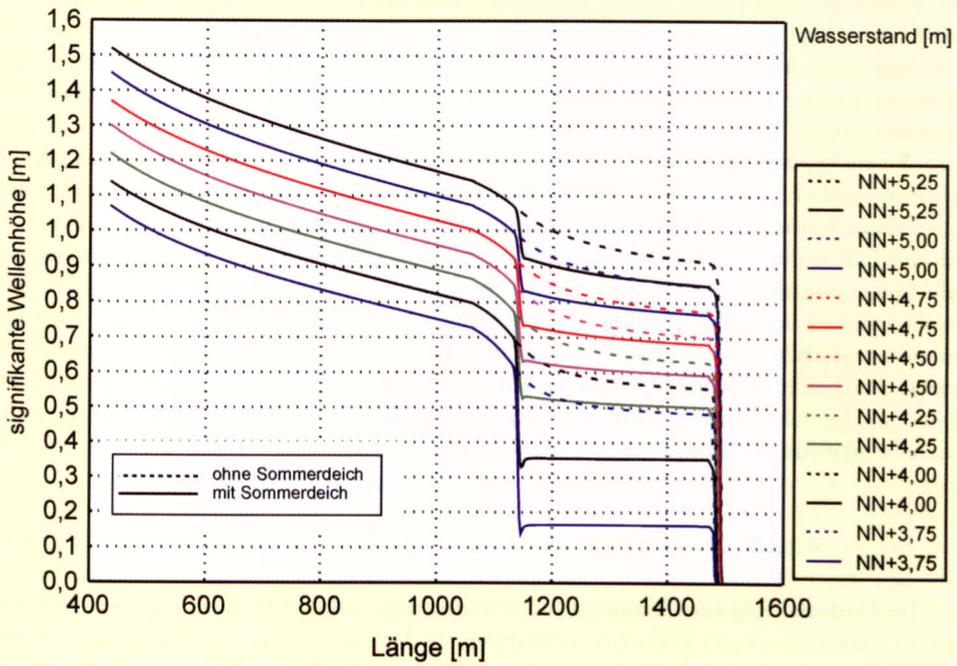


Abb. 31: Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen H_s über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +3,5 m)

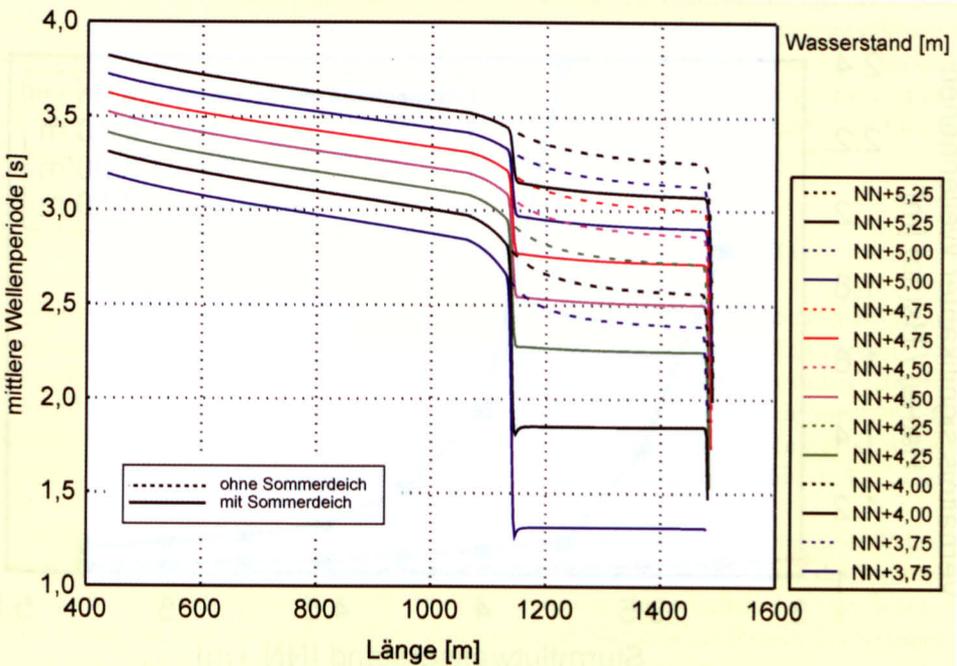


Abb. 32: Veränderungen der mittleren Wellenperiode T_m über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 0 (Abb. 24) ohne und mit Sommerdeich (Kronenhöhe NN +3,5 m)

mehr als 60 % von 0,48 m auf 0,17 m (Abb. 31). Aber mit wachsenden Wasserständen nimmt diese hydrodynamische Wirksamkeit stark ab; beim Bemessungswasserstand sind die Unterschiede deutlich geringer: Ohne Sommerdeich würde vor dem Seedeich eine signifikante Wellenhöhe von 1,02 m auftreten, mit Sommerdeich eine von 0,95 m (Abb. 31). Die seegangsdämpfende Wirkung des Sommerdeiches beträgt somit noch 6,9 %.

Wie nicht anders zu erwarten, zeigen die Untersuchungen, dass die Kronenhöhen für die hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen als seegangsdämpfendes Element vor dem Seedeich von hoher Bedeutung sind. An diesem Vergleich lässt sich feststellen, dass sich mit den früher üblichen Sommerdeichhöhen von NN +2,5 m bis NN +3,0 m bei hohen bis sehr hohen Sturmfluten keine oder nur sehr geringe zusätzliche Seegangsdämpfung am Seedeich erreichen ließ (Abb. 33). Die in jüngerer Zeit errichteten Sommerdeiche mit Kronenhöhen bis zu NN +3,5 m sind hingegen auch bei höheren Sturmflutwasserständen noch wirksam. Aber hinsichtlich des Brecherkriteriums sind selbst diese Höhen noch unzureichend, um bei sehr hohen Sturmfluten oder gar beim Bemessungswasserstand noch eine zusätzliche signifikante Dämpfung zu bewirken (Abb. 31–33).

4.2.2.2 Variation der funktionalen Gestaltung

Im Laufe der Zeit sind Sommerdeiche mit unterschiedlichen Profilen und in morphologisch verschiedenartigen Bereichen entstanden. Es lag daher nahe zu untersuchen, ob die verschiedenartige funktionale Gestaltung von Sommerdeichen von Bedeutung für deren seegangsdämpfende Wirkung ist. Im Vergleich zu den bereits dargestellten Ergebnissen (Abb. 27–33) für das Profil 0 (Abb. 24) werden daher hier zwei weitere Profile untersucht (Abb. 25 u. 26), die ebenfalls typisch für die ostfriesische Küste sind.

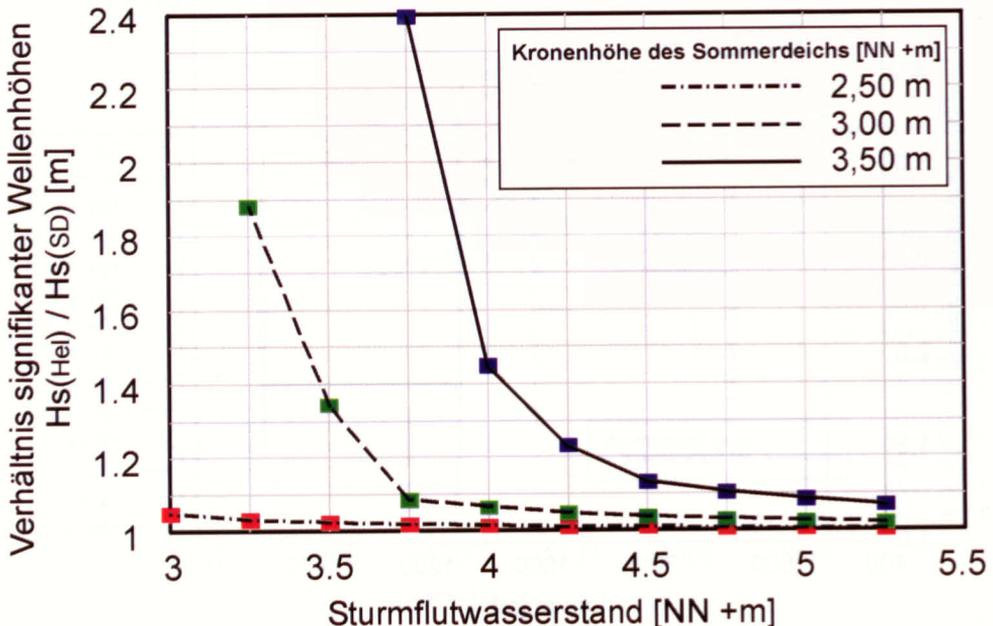


Abb. 33: Seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen mit unterschiedlichen Kronenhöhen in Abhängigkeit von Sturmflutwasserständen

Im Profil 1 (Abb. 25) ist dem Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von NN +3,5 m ein etwa 200 m breiter Heller vorgelagert. Das Watt vor dem Heller liegt im Vergleich zum Profil 0 erheblich niedriger. Auch die Geländehöhe im Sommerpolder ist deutlich niedriger. Die Außenböschung des Sommerdeiches ist mit 1:7 im oberen, 1:12 im mittleren und 1:7 im unteren Bereich sehr flach ausgebildet.

Insgesamt lassen sich – trotz der veränderten morphologischen und strukturellen Randbedingungen keine signifikanten Unterschiede zu den Ergebnissen für das Profil 0 (Abb. 31 u. 32) erkennen (Abb. 34 u. 35). Für die Sommerdeichwirkung ist dies naheliegend, da seine primäre hydrodynamische Wirksamkeit über die Kronenhöhe erfolgt, die für das Brechen oder Nichtbrechen von Wellen bestimmend ist. Der größere Höhenunterschied zwischen Watt und Vorland führt zwar zu einem stärkeren Gradienten für die Höhen- und Periodenabnahmen, aber insgesamt liegen die Parameter vor dem Seegang in vergleichbarer Größenordnung wie beim Profil 0. Auch hinsichtlich der zusätzlichen Dämpfung durch den Sommerdeich ergeben sich für dieses Profil keine signifikanten Unterschiede.

Das Profil 3 enthält einen Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von NN +3,1 m (Abb. 26); es wird als hinnehmbar angesehen, ihn in seiner hydrodynamischen Wirksamkeit mit dem Sommerdeich des Profils 0 mit einer Kronenhöhe von NN +3,0 m näherungsweise zu vergleichen. Die Außenböschung des Sommerdeiches weist zwei Neigungen auf: 1:7 im oberen und 1:12 im unteren Bereich. Zudem sind am Übergang zum Watt eine massive Lahnung mit einer Höhe von NN +2,5 m und vor dem Sommerdeich ein 39 m breiter Hellerstreifen angeordnet.

Die markanten Differenzen des morphologischen Umfelds, insbesondere das ebenfalls sehr niedrige Wattniveau und die ungewöhnlich hohe Lahnung, führen auch bei diesem Profil zu keinen Unterschieden, die hinsichtlich der hydrodynamischen Wirksamkeit andere Schlussfolgerungen erfordern würden. Zwar sind – insbesondere bei den niedrigeren der untersuchten Sturmflutwasserstände – besondere Wirkungen der hohen Lahnung zu erkennen (Abb. 36 u. 37), da einerseits dort der Höhenunterschied zum Watt hoch ist und andererseits dessen niedriges Niveau relativ hohen Seegang zulässt. Hinsichtlich der seegangsdämpfenden Wirksamkeit des Sommerdeiches haben diese Unterschiede ohnehin keine signifikante Wirkung; mit wachsenden Wasserständen tendiert sie gegen Null (Abb. 36 u. 37).

4.2.2.3 Auswirkungen schrägen Wellenangriffs

Es bestanden vor diesen Untersuchungen keine konkreten Erkenntnisse darüber, ob und wie die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen durch schrägen Wellenangriff verstärkt oder gemindert werden würde. Zur näheren Erhellung des Problems wurden daher für das Profil 0 (Abb. 24) Grundsatzuntersuchungen vorgenommen, bei denen ein Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von NN +3,0 m eingebaut war. Es wurden neben senkrechtem Wellenangriff verschiedene Anlaufrichtungen mit einer Abweichungen von bis zu 30° untersucht.

Es zeigt sich, dass bei niedrigeren Sturmflutwasserständen die Abweichung der Wellenlaufrichtung von der Deichnormalen für die hydrodynamische Wirksamkeit des Sommerdeiches nicht vernachlässigbar ist (Abb. 38): Die Unterschiede zwischen den signifikanten Wellenhöhen vor dem Seedeich bei Vorhandensein und Nichtvorhandensein des Sommerdeiches sind bei senkrechtem Wellenangriff auf den Sommerdeich am größten. Sie werden umso geringer, je stärker die Wellenlaufrichtung von der Deichnormalen abweicht.

Allerdings zeigen die Ergebnisse aber auch, dass diese Unterschiede mit steigenden Was-

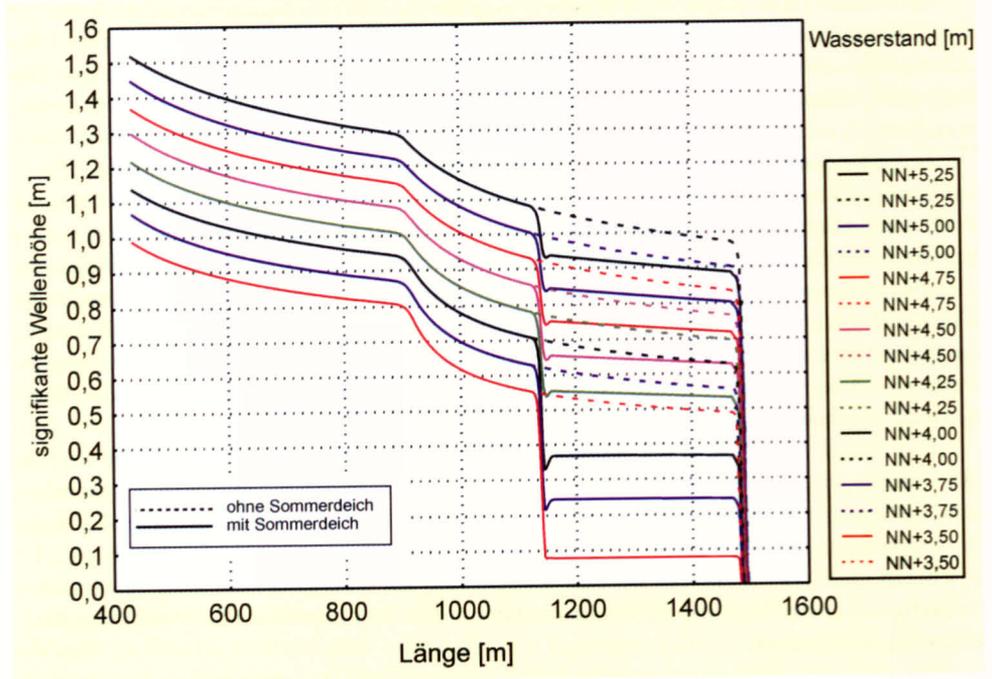


Abb. 34: Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen H_s über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 1 (Abb. 25) ohne und mit Sommerdeich

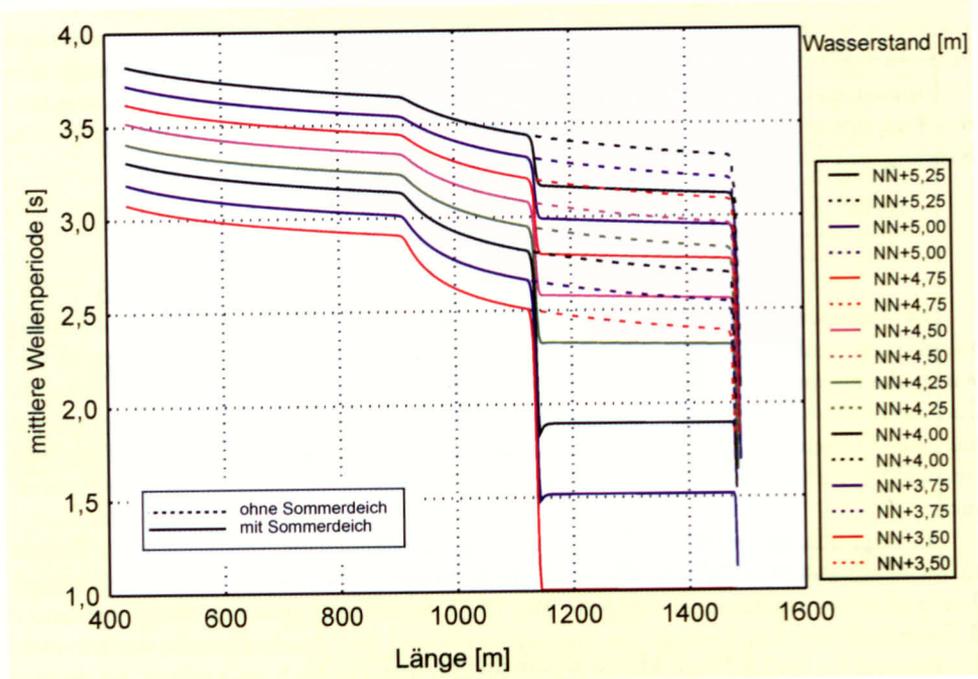


Abb. 35: Veränderungen der mittleren Wellenperiode T_m über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 1 (Abb. 25) ohne und mit Sommerdeich

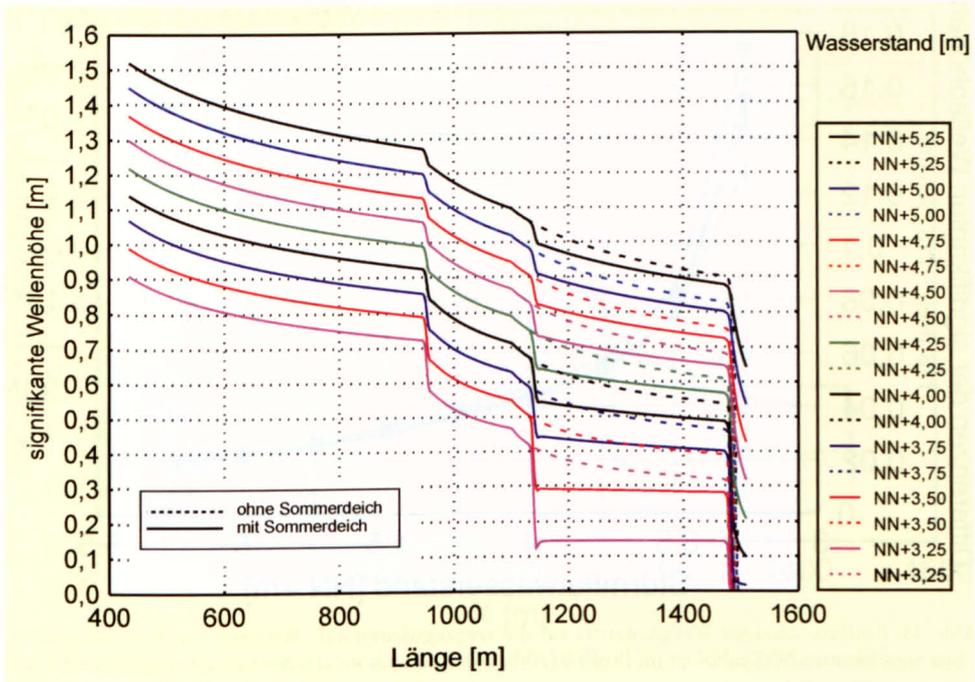


Abb. 36: Veränderungen der signifikanten Wellenhöhen H_s über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 3 (Abb. 26) ohne und mit Sommerdeich

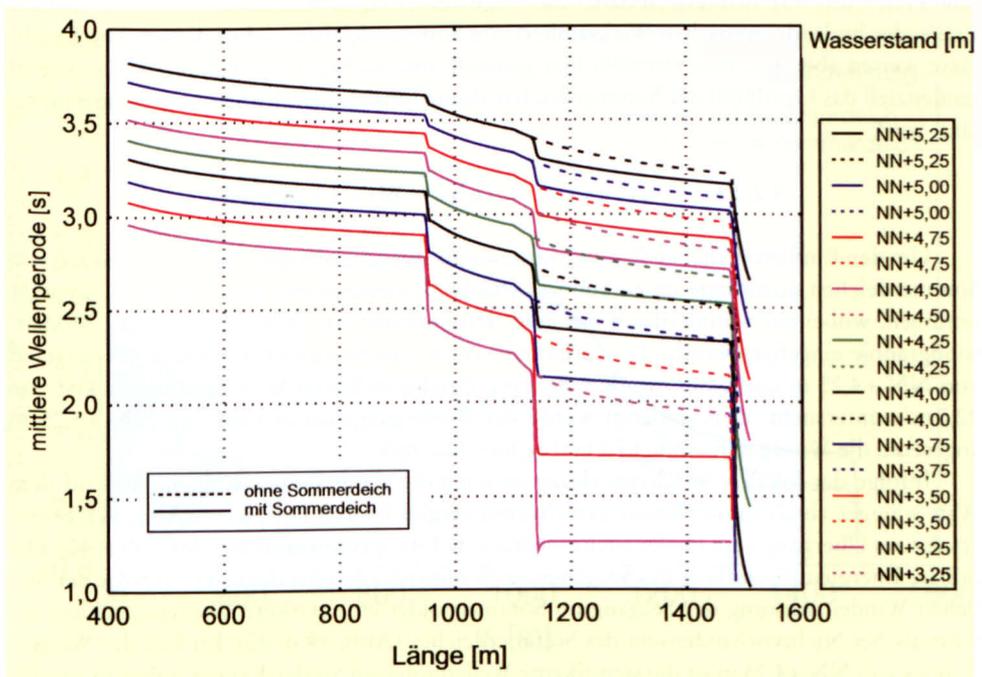


Abb. 37: Veränderungen der mittleren Wellenperiode T_m über die Laufstrecke vom Watt zum Hauptdeich im Profil 3 (Abb. 26) ohne und mit Sommerdeich

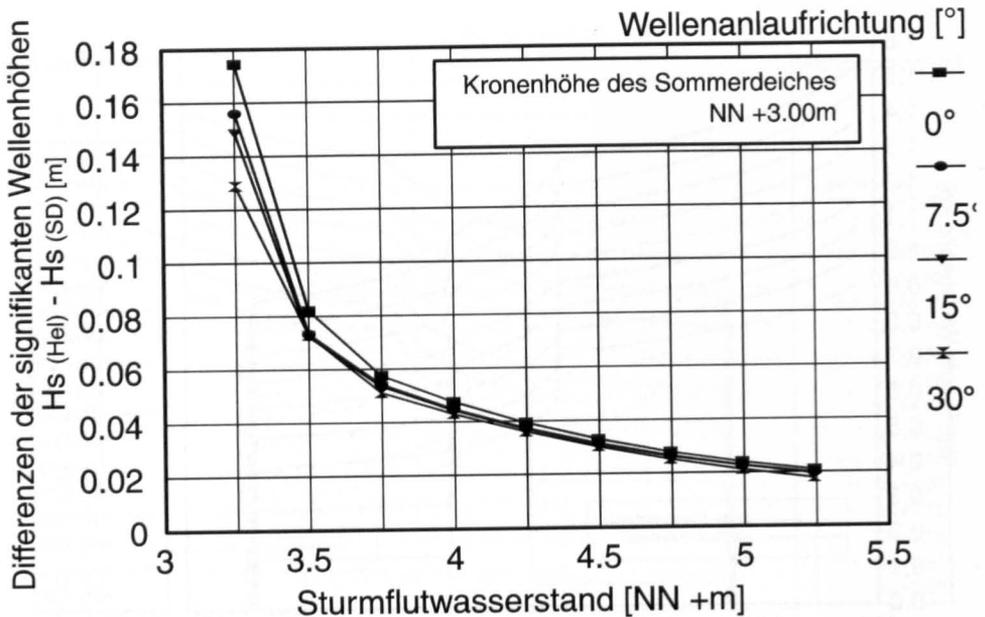


Abb. 38: Einfluss schrägen Wellenangriffs auf die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen; hier signifikanten Wellenhöhen im Profil 0 (Abb. 24). Kronenhöhe des Sommerdeiches: NN +3,0 m

serständen und damit nachlassender Wirkung des Sommerdeichs nachlassen und gegen Null tendieren (Abb. 38). Insofern ist damit die Frage des schrägen Wellenangriffs für die zentrale Frage, der hydrodynamischen Wirksamkeit von Sommerdeichen nicht relevant. Die Ergebnisse weisen aber aus, dass mit dem hier generell untersuchtem senkrechten Wellenangriff tendenziell das Optimum der Sommerdeichwirkung hinsichtlich der Seegangsdämpfung erfasst wird.

4.2.2.4 Einfluss örtlicher Windwirkung

Um den Einfluss örtlicher Windwirkung auf die seegangsdämpfende Untersuchung von Sommerdeichen quantifizieren zu können, wurden Untersuchungen für das Profil 0 vorgenommen, wobei ein Sommerdeich mit einer Kronenhöhe von NN +3,5 m in die Modelltopographie eingebaut wurde. Es wurde zum einen eine Sturmflut mit einem Wasserstand von NN +4,25 m und einer mit dem Seegang gleichgerichteten Windgeschwindigkeit von 22,5 m/s untersucht. Zum anderen wurde der Bemessungswasserstand von NN +5,25 m angesetzt; die Windgeschwindigkeit betrug hier 30,0 m/s.

Infolge der lokalen Windeinwirkung nehmen die signifikanten Wellenhöhen auf dem Watt weniger ab als in den bisher gerechneten vergleichbaren Beispielen (Abb. 31). Daher erfolgt am Übergang zum Heller auch eine stärkere Energieumwandlung (Abb. 39 u. 40). Die höhere Energieumwandlung des Seegangs am Sommerdeich führt dazu, dass infolge der örtlichen Windeinwirkung der Seegang im Sommerpolder eine stärkere Wiederanfachung erfährt als bei Nichtvorhandensein des Sommerdeiches (Abb. 39 u. 40). Im Fall des Wasserstandes von NN +4,25 m ist die signifikante Wellenhöhe am Seedeich sogar höher als unmittelbar in Lee des Sommerdeiches. Insgesamt sind die Auswirkungen des örtlichen Windes aber so gering, dass sie für Zwecke der praktischen Bemessung als vernachlässigbar anzuse-

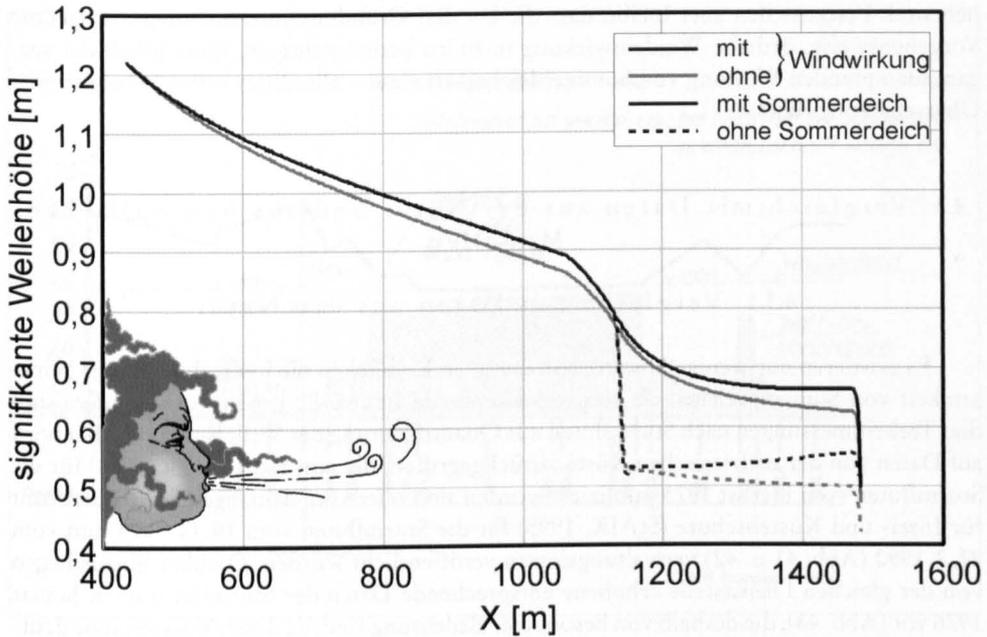


Abb. 39: Einfluss lokaler Windeinwirkung auf die hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen; Ergebnisse für die signifikante Wellenhöhe (Profil 0; Kronenhöhe: NN +3,5 m; Wasserstand: NN +4,25 m; Windgeschwindigkeit: 22,5 m/s)

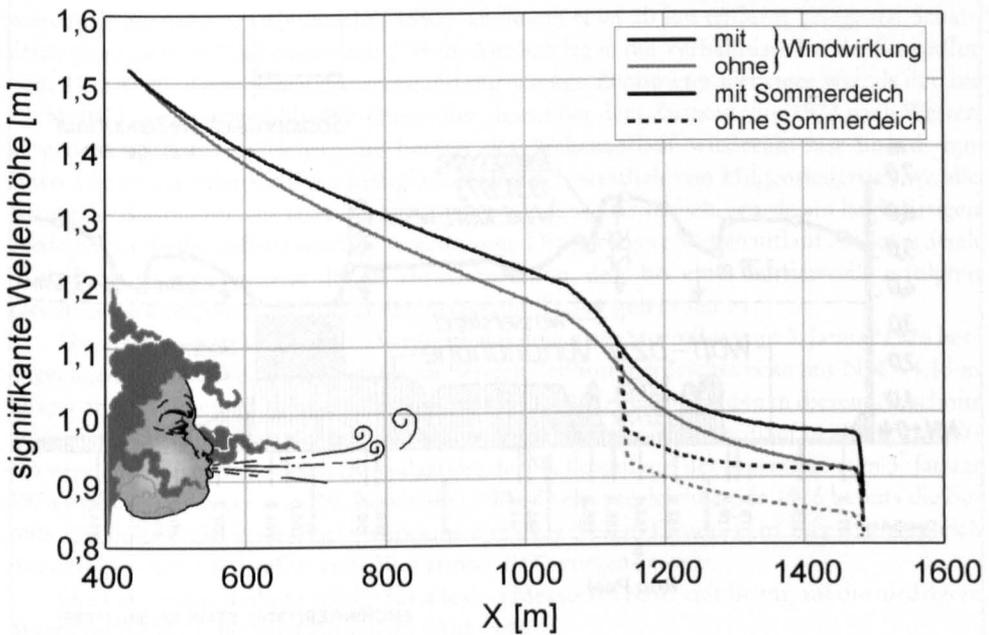


Abb. 40: Einfluss lokaler Windeinwirkung auf die hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen; Ergebnisse für die signifikante Wellenhöhe (Profil 0; Kronenhöhe: NN +3,5 m; Wasserstand: NN +5,25 m; Windgeschwindigkeit: 30,0 m/s)

hen sind. Festzustellen aber bleibt, dass die bei den Grundsatzuntersuchungen ausgeübte Vorgehensweise, örtliche Windeinwirkung nicht zu berücksichtigen, hinsichtlich der seegangsdämpfenden Wirkung von Sommerdeichen zu einer – allerdings vernachlässigbaren – Überschätzung führt.

4.3 Vergleich mit Daten aus der Natur und aus hydraulischen Modellen

4.3.1 Vergleich mit Daten aus der Natur

Es existieren nur wenige Naturdaten, die einen Einblick in die hydrodynamische Wirksamkeit von Sommerdeichen als seegangsdämpfende Bauwerke geben. Insbesondere sind dies Teekleinmessungen nach Sturmfluten zur Quantifizierung des Wellenaufbaus. Hier wird auf Daten von der ostfriesischen Küste zurückgegriffen, die von ERCHINGER (1974) für die Sturmfluten vom Herbst 1973 publiziert worden sind oder vom damaligen Staatlichen Amt für Insel- und Küstenschutz (StAIK, 1995) für die Sturmfluten vom 19. 11. 1973 und vom 27. 2. 1990 (Abb. 41 u. 42) verwaltungsintern veröffentlicht wurden. Darüber hinaus liegen von der gleichen Dienststelle erhobene entsprechende Daten der Sturmflut vom 3. Januar 1976 vor (Abb. 43), die deshalb von besonderer Bedeutung sind, da deren Wasserstände deutlich höher sind als die derjenigen von 1973 und 1990.

Bei der Sturmflut vom 19. 11. 1973 (Abb. 41) war bei einem Scheitelwasserstand von NN +3,88 m, der etwa einem Stau von 2,6 m entspricht, in Lee eines Sommerdeiches west-

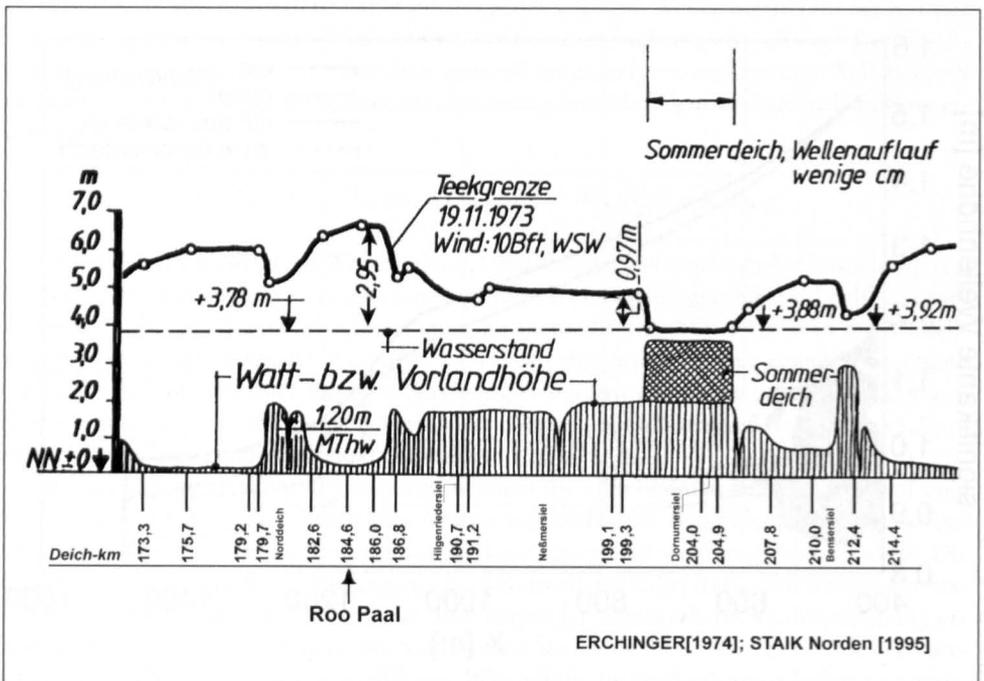


Abb. 41: Teekgrenzen der Sturmflut vom 19. 11. 1973 an der ostfriesischen Küste zwischen Utlandshörn und Ostbense (ERCHINGER, 1974; STAIK, 1995)

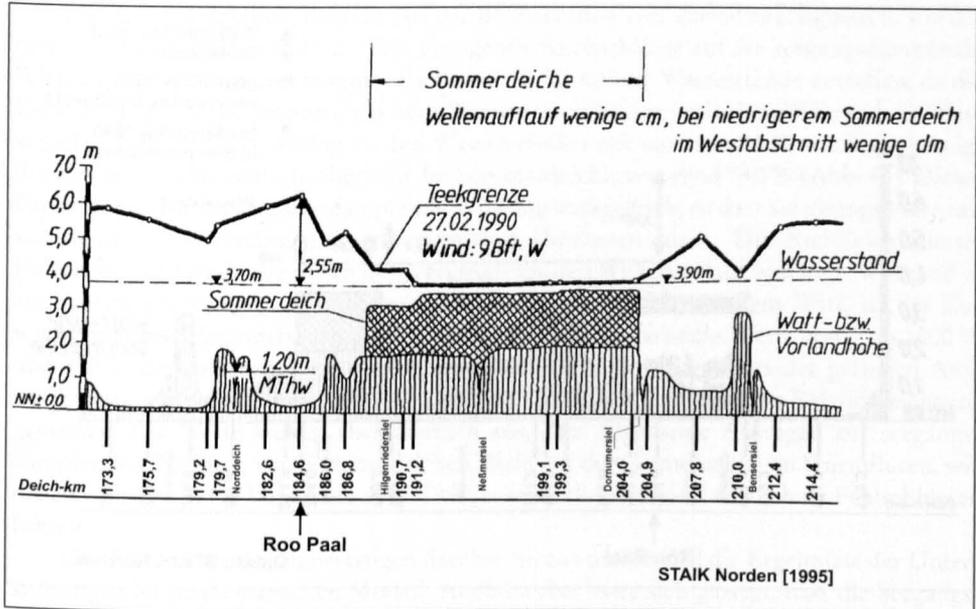


Abb. 42: Teekgrenzen der Sturmflut vom 27. 2. 1990 an der ostfriesischen Küste zwischen Utlandshörn und Ostbense (ERCHINGER, 1974; STAIK, 1995)

lich von Dornumersiel am Seedeich lediglich ein Wellenauflauf von etwa 0,1 m gemessen worden (ERCHINGER, 1974; STAIK, 1995), an einem etwa 20 km entfernt gelegenen Schardeich (Station Roo Paal) einem von 2,95 m. Ähnlich lagen die Verhältnisse bei der Sturmflut vom 27. 2. 1990, deren Scheitelwasserstand nur wenige Zentimeter niedriger war als der am 19. 11. 1973 gemessene (Abb. 42): Hinter der gegenüber dem Zustand von 1973 nach Westen ausgedehnten Sommerdeichstrecke beträgt der Wellenauflauf wiederum fast überall nur einen Dezimeter oder weniger. Lediglich im Bereich westlich von Hilgenriedersiel, wo die Krone des Sommerdeichs etwa 0,5 m niedriger ist als weiter östlich, wurde am landwärtigen Seedeich ein Wellenauflauf von 0,47 m gemessen. Der geringere Wellenauflauf am Schardeich (Roo Paal) ist überwiegend darauf zurückzuführen, dass bei einer mittlerweile erfolgten Deichverstärkung die Außenböschung insgesamt flacher geworden ist.

Diese Daten werden zu einem Vergleich mit denen der Sturmflut vom 3. Januar 1976 herangezogen, deren Scheitelwasserstand im Bereich der Sommerdeichstrecke mit NN +4,15 m knapp drei Dezimeter höher war als der vom 19. 11. 1973. Für die beiden in diesem Abschnitt gelegenen Messpunkte an der Sommerdeichstrecke wird der Wellenauflauf beider Sturmfluten verglichen. Am Schardeich (Roo Paal) ist der Wellenauflauf der Sturmflut vom 3. Januar 1976 nicht mit dem der vom 19. November 1973 direkt vergleichbar, da 1976 bereits die bereits erwähnte Deichverstärkung wirksam war. Aus diesem Grund wird hier der Vergleich mit den Daten der Sturmflut vom 27. Februar 1990 vorgenommen.

Die Gegenüberstellung erfolgt für alle drei Messorte relativ mit Bezug auf die niedrigere Sturmflut für die folgenden Parameter (Abb. 44):

1. Wassertiefen auf dem vorgelagerten Watt,
2. Wassertiefen oberhalb der Sommerdeichkrone,
3. Wellenauflauf am Seedeich.

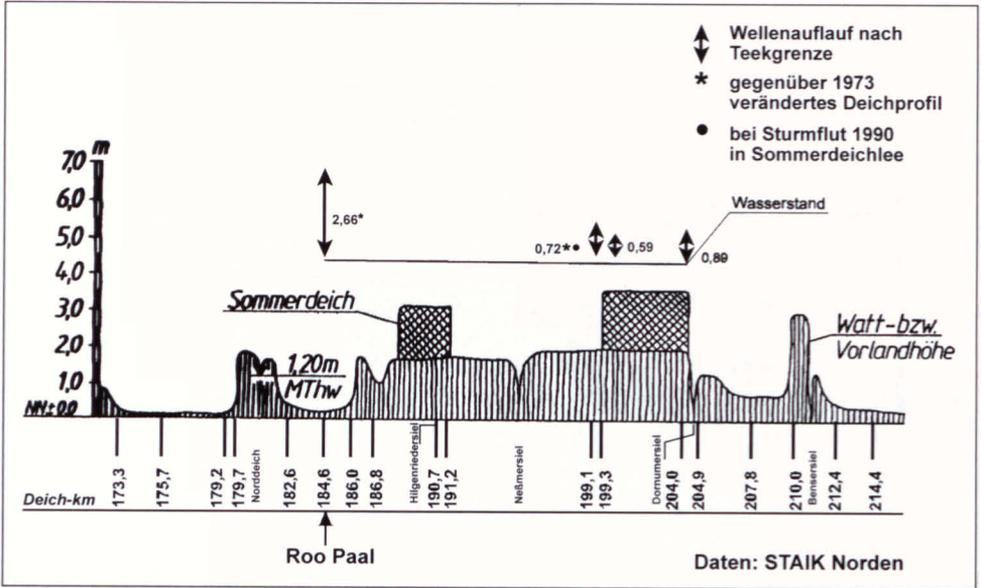


Abb. 43: Teekgrenzen der Sturmflut vom 3. 1. 1976 an der ostfriesischen Küste zwischen Utlandshörn und Ostbense; Daten des StAIK Norden (INGENIEURKOMMISSION, 1979)

Wassertiefen und Wellenaufbaurelationen Sturmflut 03.01.1976

bezogen auf Werte der Sturmfluten vom 19.11.1993 und 27.01.1990
(=100%)

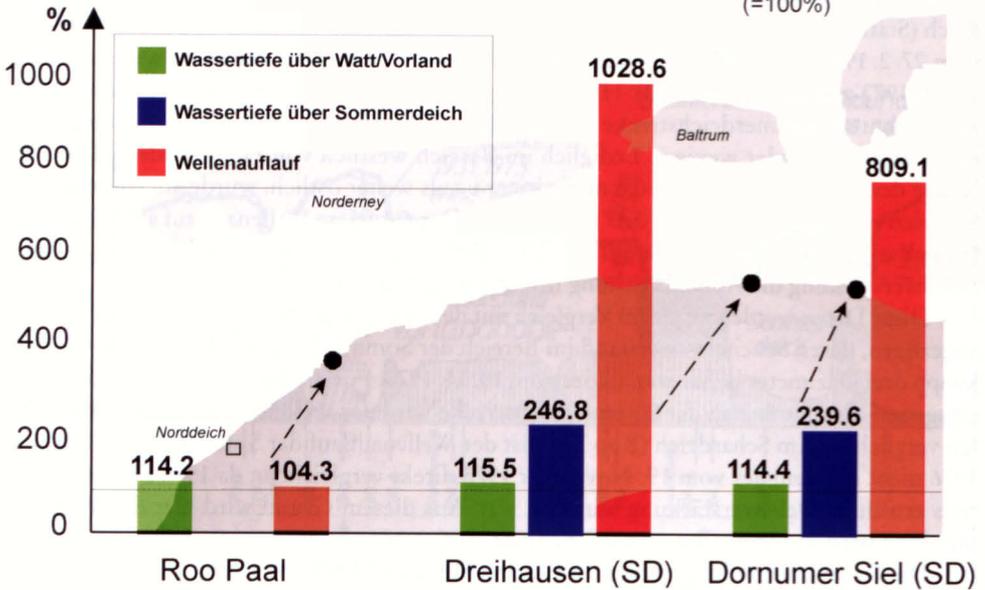


Abb. 44: Vergleich der Wassertiefen auf dem Watt, der Wassertiefen auf der Sommerdeichkrone und des Wellenaufbaus am Seedeich für den Schardeich beim Roo Paal (Sturmfluten vom 27.2.1990 und 3. 1. 1976) sowie für die Seedeiche in Lee von Sommerdeichen bei Dreihäusen und Dornumersiel (Sturmfluten vom 19. 11. 1973 und 3. 1. 1976)

Hieran wird deutlich, dass die aus der Beobachtung von Sturmflutereignissen, wie denen vom 19. 11. 1973 und 27. 2. 1990, gezogenen Rückschlüsse auf die seegangsdämpfende Wirkung von Hellern und Sommerdeichen nicht für höhere Wasserstände zutreffen, da die Entwicklungen nicht proportional zum Wasserstandsanstieg verlaufen: Während die Wassertiefen auf dem Watt, analog zu den Wasserständen nur um etwa 15 % wachsen, beträgt der Zuwachs an Wassertiefe oberhalb der Sommerdeichkrone rund 140 % (Abb. 44). Dieser Parameter ist für die seegangsdämpfende Wirkung maßgeblich, so dass sie zwangsweise mit wachsenden Wasserständen überproportional abnehmen muss. Die Richtigkeit dieser Folgerung wird eindeutig durch den Vergleich für den Wellenauflauf bestätigt. Während er am Schardeich weniger zugenommen hat als die Wassertiefe auf dem Watt, ist der Zuwachs in Lee der Sommerdeiche außerordentlich groß und erreicht Werte von etwa 1000 % und 800 % desjenigen bei der niedrigeren Flut (Abb. 44). Angesichts der geringen Ausgangswerte wäre eine Überbewertung der darauf fußenden prozentualen Relation nicht angemessen. Die Werte weisen aber deutlich aus, dass allgemeine Aussagen zur seegangsdämpfenden Wirkung von Sommerdeichen allein auf der Grundlagen von Sturmfluten, wie denen vom 19. 11. 1973 und vom 27. 2. 1990, sowohl illegitim sind als auch zu Fehlschlüssen führen.

Die Teekleinmessungen bestätigen darüber hinaus tendenziell die Ergebnisse der Untersuchungen im mathematischen Modell. Auch hierbei hatte sich gezeigt, dass die Seegangsdämpfung nach der Überstauung der Sommerdeiche mit wachsenden Wassertiefen auf den Kronen überproportional zum Wasserstandsanstieg abnimmt.

Die für die Sturmflut vom 3. Januar 1976 vorliegenden Einmessungen des Wellenaufbaus an einen in Lee eines Sommerdeichs liegenden Seedeichs durch den Teek werden hier zu einem weiteren Vergleich mit den Modellergebnissen genutzt. Mit Hilfe des Extrapolationsverfahrens (NIEMEYER, 1976, 1977b) wird aus dem Wellenaufbau der zugehörige Seegang ermittelt und mit entsprechenden Ergebnissen für das Modell HISWA verglichen (Abb. 31): Es zeigt sich, dass bei den mit HISWA ermittelten Ergebnissen für die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen die signifikante Wellenhöhe vor dem Seedeich zwar von ähnlicher Größenordnung, aber niedriger ist als nach der Rückrechnung über das Extrapolationsverfahren (Abb. 45). Hieraus kann natürlich keine Verifikation hergeleitet werden, aber doch Indizien dafür abgeleitet werden, dass die hier mit dem mathematischen Seegangmodell HISWA ermittelten Ergebnisse

1. zutreffende Größenordnungen widerspiegeln,
2. die seegangsdämpfende Wirkung von Sommerdeichen eher über- als unterschätzen.

4.3.2 Vergleich mit hydraulischen Modellversuchen

Nach früheren Präsentationen und Veröffentlichungen der mit dem mathematischen Seegangmodell HISWA durchgeführten Untersuchungen zur hydrodynamischen Wirksamkeit von Sommerdeichen (NIEMEYER u. KAISER, 1996, 1998) waren Zweifel an deren Naturähnlichkeit aufgekommen. Das Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover hat zur Klärung dieser Fragen Untersuchungen im Großen Wellenkanal vorgenommen: Es wurde ein Sommerdeich in den Kanal eingebaut, seine seegangsdämpfende Wirkung gemessen (Abb. 46) und die Daten den Ergebnissen von Modellrechnungen mit HISWA gegenübergestellt (MAI et al., 1998).

Die Vergleiche der Daten aus mathematischem und hydraulischen Modell unterstreichen eindrucksvoll die Eignung von HISWA für diese Fragestellung (Abb. 47): Entlang der

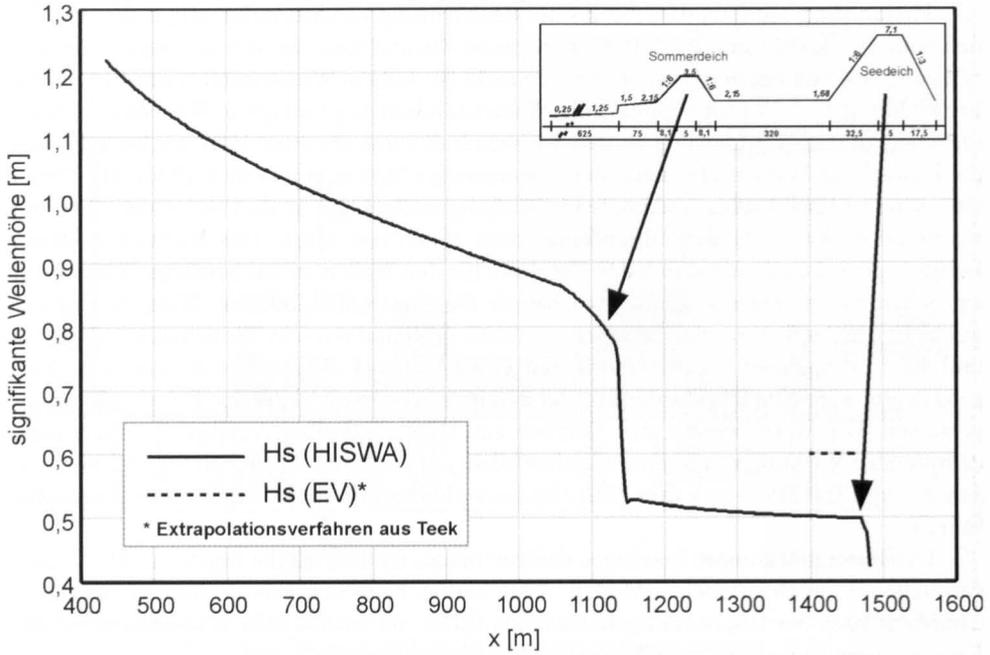


Abb. 45: Vergleich der signifikanten Wellenhöhe vor dem Seedeich in Lee eines Sommerdeiches bei Dornumersiel a) aus Teekeinnmessung nach dem Extrapolationsverfahren und b) nach den Berechnungen mit HISWA (Abb. 31)

gesamten Kanalstrecke zeigen sich gute bis nahezu vollständige Übereinstimmungen zwischen hydraulischem und mathematischem Modell (MAI et al., 1998). Hieran wird nochmals deutlich, daß bei der Reproduktion der seegangsdämpfenden Wirkung von Sommerdeichen mit Hilfe des mathematischen Seegangmodell HISWA die wesentlichen physikalischen Prozesse erfasst werden. Damit steht endgültig fest, dass die hier präsentierten Ergebnisse als wirklichkeitstreu anzusehen sind.

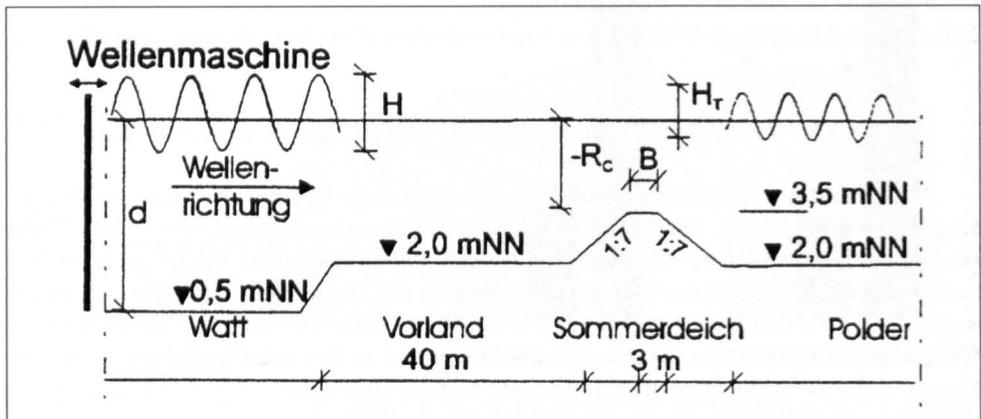


Abb. 46: Versuchsschema im Großen Wellenkanal zur Untersuchung der seegangsdämpfenden Wirkung von Sommerdeichen (MAI et al., 1998)

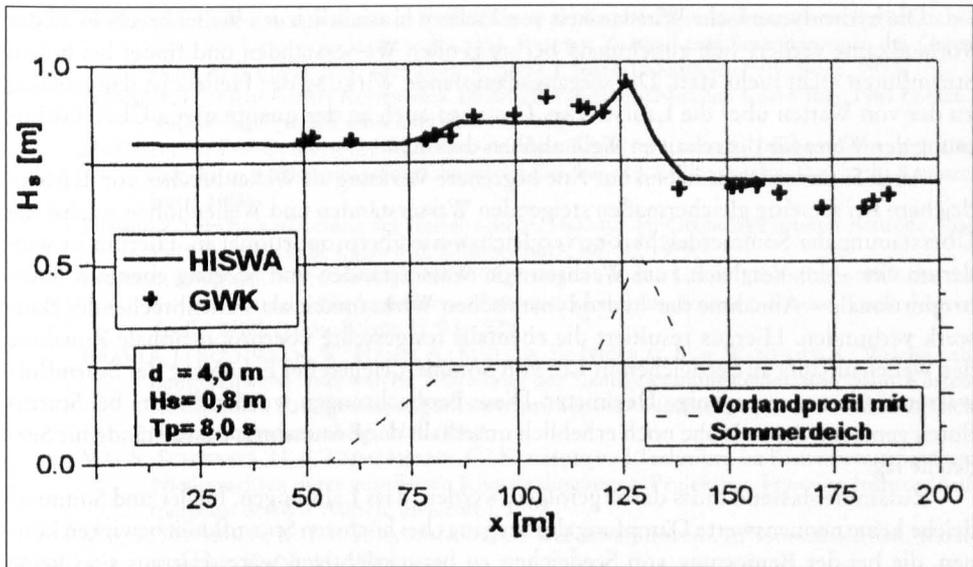


Abb. 47: Vergleich von Versuchsdaten aus dem Großen Wellenkanal mit Ergebnissen des mathematischen Seegangmodells HISWA zur Untersuchung der seegangsdämpfenden Wirkung von Sommerdeichen (MAI et al., 1998)

5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen hinsichtlich ihrer Seegangsdämpfung ist mit Daten von Naturmessungen sowie mit hydraulischen und mathematischen Modellen untersucht worden. Ein Schwerpunkt war dabei auch, das sowohl flexible als auch ökonomische Werkzeug „mathematisches Seegangmodell“ auf seine Naturähnlichkeit und damit Tauglichkeit für die Zwecke realer Planung im Küsteningenieurwesen zu prüfen. Diese Tests waren ausgesprochen erfolgreich und führten zu einer Reihe von Einblicken, die anderweitig nicht möglich gewesen wären.

Das morphodynamische Gleichgewicht von einschwingendem Seegang und Watten ist auch für die Wechselwirkungen von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen mit dem Seegang bestimmend. Auf den Watten wird das für Wellenbrechen kritische Verhältnis von Wellenhöhen und Wassertiefen auch bei Sturm deutlich unterschritten. Bei wachsenden Wasserständen und Wellenhöhen nehmen die Überstauungshöhen von Lahnungen, Hellern und Sommerdeichen überproportional zu, bis in Abhängigkeit von Bauwerks- oder Hellerhöhe auch dort das für Brechen kritische Wellenhöhen-/Wassertiefen-Verhältnis unterschritten wird und der Seegang durchschwingt.

Die hydrodynamische Wirksamkeit von Lahnungen ist daher – in Übereinstimmung mit der ursprünglichen Zielsetzung – auf normale oder leicht erhöhte Tiden beschränkt. Diese Wirkung geht – in Abhängigkeit von den jeweiligen Watt- und Bauwerkshöhen – bereits bei höheren Windfluten verloren; bei Sturmfluten haben Lahnungen keine merkliche Wirkung mehr. Die letztgenannte Schlussfolgerung stellt die Wirksamkeit von Lahnungen als Gegenmittel gegen die Erosion von Hellerkanten nicht in Frage. Bei hohen Wind- und bei Sturmfluten sind die Heller bereits überstaut, so dass die besonders erosionswirksame Kliffbrandung dort nicht mehr stattfindet.

Die hydrodynamische Wirksamkeit von Hellern hinsichtlich des Wellenbrechens an der Vorlandkante verliert sich zunehmend bei steigenden Wasserständen und findet bei hohen Sturmfluten nicht mehr statt. Die seegangsdämpfende Wirkung des Hellers ist dann analog zu der von Watten über die Laufstrecke. Das wird auch an der quantitativen Übereinstimmung der Werte für die relativen Wellenhöhen deutlich.

Auch Sommerdeiche haben nur eine begrenzte Wirkung als Wellenbrecher vor den See- deichen. Bei seeseitig gleichermaßen steigenden Wasserständen und Wellenhöhen wächst die Überstauung der Sommerdeichkrone vergleichsweise überproportional an. Hiermit ist wiederum eine – im Vergleich zum Wachsen von Wasserständen und Seegang ebenfalls überproportionale – Abnahme der hydrodynamischen Wirksamkeit als wellenbrechendes Bauwerk verbunden. Hieraus resultiert die ebenfalls festgestellte überproportionale Zunahme des Wellenaufbaus an Seedeichen in Lee von Sommerdeichen bei Erhöhung der Sturmflutwasserstände um nur wenige Dezimeter. Diese Beobachtungen wurden bereits bei Sturmfluten gemacht, deren Höhe noch erheblich unterhalb der Bemessungswasserstände für See- deiche lag.

Zusammenfassend muss daher gefolgert werden, dass Lahnungen, Heller und Sommer- deiche keine nennenswerte Dämpfung des Seegangs bei höchsten Sturmfluten bewirken können, die bei der Bemessung von Seedeichen zu berücksichtigen wäre. Hieraus sind keine Schlussfolgerungen für die Bemessungspraxis zu ziehen, da diese Vorgehensweise bisher nicht ausgeübt wurde. Entsprechende in Zusammenhang mit dem Erhalt von Sommerdei- chen geäußerte Auffassungen entbehren belastbarer Grundlagen.

6. Schriftenverzeichnis

- ADEL, J. D. DEN; NIEMEYER, H. D.; FRANKEN, A. F.; BOOIJ, N.; DEKKER, J. u. VOGEL, J. A.: Wave model application in a Wadden Sea area. Proc. 22nd Int. Conf. o. Coast. Eng. Delft/ The Netherlands, ASCE, New York, 1991.
- ALBERTS, H.; FLESSNER, J.; GLASER, D.; HARTKENS, T.; KAISER, R.; MÜNKEWAF, G. u. NIE- MEYER, H. D.: Dokumentation von Seegangsmessungen bei Ockholm/Nordfriesland. NLO-Forschungsst. Küste-Ber. z. KFKI-FV Optimierung von Küstensicherungsarbei- ten, Nr. 1, 1995.
- BOOIJ, N. u. HOLTHUIJSEN, L.: HISWA user manual. Prediction of short-crested, stationary waves with ambient currents. TU Delft, Facult. Civ. Techn., 1992.
- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, Verl. H. Tapper, Aurich, 1754.
- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, Anderer Theil. Verl. H. Tapper, Aurich, 1757.
- ERCHINGER, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deichunterhaltung in Ostfriesland. Die Küste, H. 19, 1970.
- ERCHINGER, H. F.: Wellenaufbau an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 41, 1974.
- ERCHINGER, H. F.: Deichschutzwerke. in: Brößkamp, K. H.: Seedeichbau-Theorie und Praxis. Verein. d. Naßbaggerunternehmen, Hamburg, 1976.
- ERCHINGER, H. F.; COLDEWEY, H.-G. u. MEYER, C.: Interdisziplinäre Erforschung des Deich- vorlandes im Forschungsvorhaben „Erosionsfestigkeit von Hellern“. Die Küste, H. 58, 1996.
- FÜHRBÖTER, A.: Küstenschutz auf neuen Wegen. VDI-Zeitschr. 116, H. 8, 1974.
- HOFSTEDÉ, J. L. A.: Optimierung von Küstensicherungsarbeiten im Küstenvorfeld der Nord- seeküste – Projektüberblick und Synthese. Schlußber. BMBF-Forschungsvorh. MTK 0564-Teil 1, 1998.
- HOLTHUIJSEN, L. H. u. BOOIJ, N.: A grid model for shallow water waves. Proc. 20th Int. Conf. Coast. Eng. Taipei/RoC Taiwan, ASCE, New York, 1987.

- HOMEIER, H.: Die morphologische Entwicklung der Leybucht unter besonderer Berücksichtigung des Greetzieler Außentiefs. in: J. Kramer: Zustand und Veränderungen des Greetzieler Außentiefs. Jber. 1954 Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 6, 1955.
- HOMEIER, H.: Historisches Kartenwerk 1:50000 der niedersächsischen Küste. Jber. 1961 Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 13, 1962.
- HOMEIER, H.: Der Gestaltwandel der ostfriesischen Küste im Laufe der Jahrhunderte. in: J. Ohling (Hrsg.): Ostfriesland im Schutze des Deiches, Bd. 2. Eigenverlag, Deichacht Krummhörn, 1969.
- HOMEIER, H.: Die Verlandung der Harlebucht bis 1600 auf der Grundlage neuerer Befunde. Jber. 1978 Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 30, 1979.
- INGENIEURKOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. (Autoren: Heinsohn, Kramer, Krause, Luck, Meyer-Toelle, Müller). Die Küste, H. 33, 1979.
- KRAMER, J.; BOTHMANN, W.; HAHN, A.; MÜLLER, E.; NICOLAI, K. u. WENHOLT, K.: Welche Lahnungsbauweise und welche Aufteilung der Landgewinnungsfelder sind beim Küstenschutz durch Landgewinnung am zweckmäßigsten? Das Fachgespräch am Runden Tisch, Wasser & Boden, 12. Jg., H. 9, 1960.
- MAI, S.; SCHWARZE, H. u. ZIMMERMANN, C.: Konzepte und Techniken im Küstenschutz im Land Niedersachsen unter geänderten Klimabedingungen. Projektber. Franzius-Institut (Auftraggeber StAWA Aurich; unveröff.), 1997.
- MAI, S.; DAEMRICH, K.-F. u. ZIMMERMANN, C.: Wellentransmission an Sommerdeichen. Wasser u. Boden 50, Nr. 11, 1998.
- MC COWAN, J.: On the highest wave of permanent type. Phil. Mag., Vol 5, 38, 1894.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. Die Küste, H. 29, 1976.
- NIEMEYER, H. D.: Seegangsmessungen auf Deichvorländern. Jber. 1976 Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 28, 1977a.
- NIEMEYER, H. D.: The estimation of design wave run-up on sea dykes under consideration of overtopping security. Proc. 17th IAHR-Congress, Baden-Baden/Germany, 1977b.
- NIEMEYER, H. D.: Wave climate study in the region of the East Frisian Islands and Coast. Proc. 16th Intern. Conf. Coastal Eng. Hamburg/Germany, ASCE, New York, 1979a.
- NIEMEYER, H. D.: Untersuchungen zum Seegangsklima im Bereich der Ostfriesischen Inseln und Küste. Die Küste, H. 34, 1979b.
- NIEMEYER, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. BMFT-Forschungsber. MF 0203, 1983.
- NIEMEYER, H. D.: Hydrographische Untersuchungen in der Leybucht zum Bauvorhaben Leyhörn. Jber. 1983 Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz, Bd. 35, 1984.
- NIEMEYER, H. D.: Seegang und Biotopzonierung in Wattgebieten. in: Niedersächsischer Umweltminister (Hrsg.): Umweltvorsorge Nordsee. Hildesheim, 1987.
- NIEMEYER, H. D.: Morphodynamics of tidal inlets. CEEC (Civil Eng. Europ. Cours. – Progr. o. Contin. Educat. 1990) Delft Univ. o. Techn. Intern. – Intern. Civ. Eng., 1990.
- NIEMEYER, H. D.: Case study Ley Bay: an alternative to traditional enclosure. Proc. 3rd Conf. Coast & Port Eng. i. Devel. Countr., Mombasa/Kenya, 1991.
- NIEMEYER, H. D.: Long-term morphodynamical development of the East Frisian Islands and Coast. Proc. 24th Intern. Conf. Coast. Eng. Kobe/Japan, ASCE, New York, 1995.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F. u. KAISER, R.: Naturmessungen von Wattleegang an der deutschen Nordseeküste. Ber. Forsch.-Stelle Küste, Bd. 40, 1996.
- NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; KAISER, R.; PETERS, K.-H. u. SCHNEIDER, O.: Estimation of design wave run-up on sea dykes under consideration of overtopping security by using benchmarks of flotsam. Proc. 4th Conf. Coast. & Port Eng. i. Develop. Countr., Rio de Janeiro/Brazil, 1995.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. u. DEN ADEL, J. D.: Anwendung des mathematischen Seegangmodells HISWA auf Wattenmeerbereiche. Die Küste, H. 57, 1995.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Modeling of effectiveness of wave damping structures in Wadden Sea areas. Abstr. 25th Int. Conf. Coast. Eng. Orlando/FL, USA, 1996.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Modeling of effectiveness of wave damping structures in Wadden Sea areas. Proc. 5th Int. Worksh. Wave Hindcast. & Wave Forecast., Melbourne/FL, USA, 1998.

- RAGUTZKI, G. u. STEPHAN, H. J.: Vorlanduntersuchungen Land Wursten (Stand: Herbst 1996). Dienstber. NLÖ-Forschungst. Küste 06/96 (unveröff.), 1996.
- StAIK: Bericht zum Erhalt der Sommerdeiche; Schutzwirkung der Sommerdeiche bei Sturmfluten. Dienstber. an Bez.-Reg. Weser-Ems (unveröff.), 1995.
- REIMERS, H. C.; RICKLEFS, K.; THOMAS, B. u. GRENZER, E.: Sedimentologie und Morphologie von Lahnungsfeldern. Schlußber. BMBF-Forschungsvorh. MTK 0564-Teil 2, 1998.
- WOEBCKEN, C.: Deiche und Sturmfluten an der Nordseeküste. Friesen-Verl, Bremen-Wilhelms-
haven, 1924.
- WOEBCKEN, C.: Die Meeresbuchten der deutschen Nordseeküste. Arch. Landes- u. Volksh.
Nds., H. 18, 1943.

Verifikation des Extrapolationsverfahrens zur Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus aus der Einmessung von Teekgrenzen

VON HANZ DIETER NIEMEYER¹, RALF KAISER¹,
JOCHEN GÄRTNER², KLAAS.-H. PETERS³ u. OLAF SCHNEIDER¹

Zusammenfassung

Bereits ALBERT BRAHMS hatte die Einmessung von Teek nach Sturmfluten empfohlen, um daraus den Wellenaufbau an See- und Ästuardeichen abschätzen zu können. Eine Umsetzung dieses Vorschlags ist erst seit der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 bekannt. Nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 ist im Zuge von Überprüfungen der Deichsicherheit ein Verfahren zur Extrapolation von Teekmessungen zur Bestimmung des Bemessungswellenaufbaus entwickelt worden: Das Verfahren beruht auf der retrospektiven Ermittlung eines fiktiven Seegangs auf der Grundlage eingeführter Verfahren. Dieser fiktive Seegang kann – wie zumeist an Wattenküsten gegeben – bei Wassertiefenabhängigkeit für den Bemessungsfall extrapoliert werden.

Bisher war das Extrapolationsverfahren nur durch Vergleichsrechnungen mit den für die Ermittlung benutzten Meßdaten auf seine Zuverlässigkeit geprüft worden. Im KFKI-Forschungsvorhaben Bemessung auf Seegang wurden eingehende Untersuchungen vorgenommen, um die Zuverlässigkeit des Verfahrens so weitgehend wie möglich zu ergründen. Hierzu wurden die in den letzten Jahren zunehmend ausgeführten Teekmessungen inventarisiert und auf Plausibilität geprüft. Mit ausgewählten Daten konnte danach erstmals die Zuverlässigkeit des Verfahrens durch Hochrechnung von einer vorgegebenen Sturmflut auf eine andere abgeschätzt werden, deren Daten keinen Eingang in die Rechnung gefunden haben. Die Ergebnisse weisen eine hohe Qualität aus; die Abweichungen liegen unter 10%.

Summary

A suitable dyke design has to consider both the expected extreme sea level and the accompanying wave run-up. Water-levels have already been measured in the 18th century in single cases. Permanently, and at an increasing number of stations records have been taken at the German North Sea coast since the middle of the last century. These data provided a useful basis for the evaluation of design water-levels which were introduced into the masterplans for coastal protection of the four federal states at the German North Sea coast. However, availability of wave data was extremely poor. The evaluation of a design wave run-up in the currently used masterplans is carried out empirically by local authorities.

The Frisian coastal engineer BRAHMS (1754, 1757), a pioneer of modern coastal engineering at the now German North Sea coast had already recommended to measure the benchmarks of flotsam after storm surges in order to determine the wave run-up. This idea was reintroduced – probably without knowledge of the earlier recommendation of BRAHMS – by a working group which was installed after the occurrence of the catastrophic storm surge in the Netherlands in 1953 (ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZ, 1955). No data of flotsam levels were recorded before the storm surge of February 1962. Even after that event with its numerous dike breaks and damaged sections only few data of elevation and extent of flotsam have been documented INGENIEURKOMMISSION, 1962). In the following years flotsam measurements were carried out in larger numbers

¹ Niedersächsisches Landesamt für Ökologie – Forschungsstelle Küste –

² Amt für ländliche Räume Husum

³ Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz – Betriebsstelle Brake –

for the comparison of regional variation of wave run-up on sea and estuary dykes (ERCHINGER, 1974; INGENIEURKOMMISSION, 1979; ZITSCHER et al., 1979).

After the storm surges of January 1976 the demand for a simple and immediately available method to determine the design wave run-up for sea dykes was growing more urgent in German coastal engineering. In order to meet these requirements, the Extrapolation Method was developed at the Coastal Research Station using flotsam levels as a basis for the determination of design wave run-up (NIEMEYER, 1976). In addition, a first approach was made to consider an assumed overtopping security (NIEMEYER, 1977). This method has been frequently used for those cases where an empirically evaluated design run-up of the current masterplan of Lower Saxony has been considered questionable. In the following, the extrapolation method and its basics are briefly described and discussed referring to recent experience. Furthermore the Extrapolation-method is verified on the basis of evaluated data of storm surges.

Inhalt

1. Einleitung und Problemstellung	62
2. Das Extrapolationsverfahren	65
2.1 Grundsätze des Verfahrens	65
2.2 Ermittlung und Verifikation fiktiver Seegangparameter	65
2.3 Extrapolation für den Bemessungsfall	66
2.4 Berücksichtigung einer Überlaufsicherheit	67
2.5 Kritische Bewertung der Verfahrensgrundlagen	69
3. Anwendung des Extrapolationsverfahrens	70
3.1 Datensätze und Untersuchungsgebiete	70
3.2 Vergleich berechneter und gemessener Werte	71
4. Verifikation des Extrapolationsverfahrens	75
4.1 Datengrundlage und Verfahrensweise	75
4.2 Implementierung des Ansatzes von HUNT-VINJE	75
4.3 Implementierung des Ansatzes von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND	76
4.4 Implementierung des Ansatzes von VAN DER MEER und DE WAAL	78
4.5 Ergebnis der Verifikationstests	79
5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	82
6. Danksagung	83
7. Schriftenverzeichnis	83
8. Symbole	85

1. Einleitung und Problemstellung

Bis in dieses Jahrhundert hinein sind die Deiche an der deutschen Nordseeküste rein empirisch bemessen worden. In Anpassung an Meeresspiegelanstieg, verbesserte technische Möglichkeiten, erhöhtes Sicherheitsbedürfnis und vor allem infolge – wiederholt sogar katastrophaler – Erfahrungen mit Sturmfluten sind ihre Abmessungen im Lauf der Jahrhunderte erheblich gewachsen (Abb. 1). Einen Vorschlag für eine verfahrensmäßige Bemessung für Deiche hatte zwar schon BRAHMS (1754, 1757) vorgeschlagen. Es dauerte aber bis in die Mitte dieses Jahrhunderts, bis aufgrund der katastrophalen Folgewirkungen der Sturmflut von 1953 in den Niederlanden im deutschen Küsteningenieurwesen das Erfordernis einer abgesicherten verfahrensmäßigen Deichbemessung mit besonderer Berücksichtigung der Zukunftsvorsorge erkannt wurde. Die damals insbesondere von HUNDT und LÜDERS initiierte Entwicklung (NIEMEYER et al., 1996) ist bis heute noch nicht vollendet, was überwiegend auf methodische Defizite zurückzuführen ist.

Die sichere und wirtschaftliche Bemessung von See- und Ästuardeichen hat mögliche Extremwasserstände ebenso in Rechnung zu stellen wie den in Verbindung damit möglichen

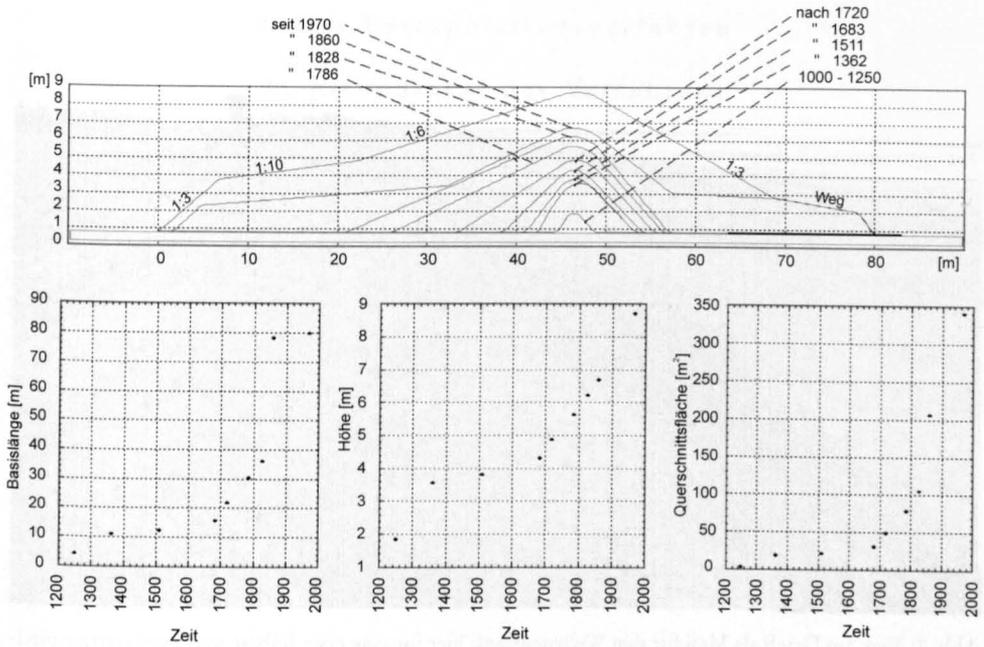


Abb. 1: Entwicklung der Querschnitte (NIEDERSÄCHSISCHE HAUPTDEICHVERBÄNDE, 1988) und Hauptabmessungen von Deichen am Beispiel der Butjadinger Küste (NIEMEYER et al., 1996)

Wellenauflauf. Für deren Ermittlung werden hinreichende Datensätze benötigt. In Einzelfällen sind Wasserstandsmessungen einschließlich der Erfassung von Sturmflutscheiteln schon im 18. Jahrhundert vorgenommen worden (BRAHMS, 1754, 1757; LUCK u. NIEMEYER, 1980; NIEMEYER et al., 1996). Seit der Mitte des letzten Jahrhunderts sind sie dann in immer größer werdender Zahl ausgeführt worden und haben somit eine – zwar aus wissenschaftlicher Sicht noch vielfach unvollkommene – Grundlage für die praxisorientierte Festlegung von als hinreichend sicher anzusehenden Bemessungswasserständen an der deutschen Nordseeküste gebildet. Für Seegang vor und Wellenauflauf an den Deichen ist die Datenlage dagegen wesentlich schlechter. Bereits BRAHMS hatte das Erfordernis derartiger Grundlagen für die Deichbemessung erkannt und zur Behebung des Defizits die Einmessung von Teekgrenzen nach Sturmfluten vorgeschlagen. Hierbei wird die durch den Wellenauflauf auf der Deichaußenböschung gebildete Treibselkante (Teek = Zeichen, Marke) als dessen Maß angesehen (Abb. 2). Es ist nicht bekannt, ob seiner Empfehlung irgendwann von den nachfolgenden Generationen von Küsteningenieuren gefolgt worden ist. Wahrscheinlich ist aber, dass sie – wie viele seiner Erkenntnisse – längere Zeit verschüttet geblieben sind. Die Idee taucht im Fachschrifttum wieder nach der Sturmflut von 1953 in den Niederlanden auf: Die ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZ (1955) empfiehlt, ohne BRAHMS zu erwähnen und wahrscheinlich auch ohne seine Empfehlung zu kennen, durch Teekeinmessungen nach Sturmfluten Erkenntnisse über mögliche Größenordnungen des Wellenaufbaus an Deichen zu gewinnen. Es sind keine derartigen Messungen vor denjenigen nach der Sturmflut von 1962 bekannt. Aber auch in der unmittelbaren Folge dieses Ereignisses mit zahlreichen Deichbrüchen und einer noch größeren Zahl sicherheitsrelevanter Schäden sind nur vereinzelt Einmessungen des Teek vorgenommen worden. Ihr Wert ist zumeist nur begrenzt, da vielfach keine Angaben zur Deichgeometrie mehr verfügbar sind.

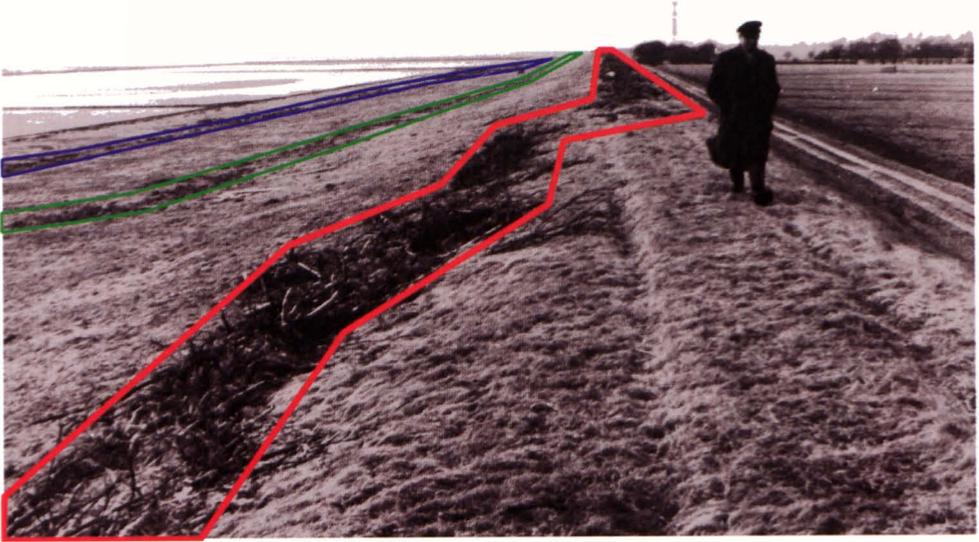


Abb. 2: Teek am Deich als Maß für den Wellenauflauf; hier für eine erste höhere und zwei weitere niedrigere am Seedeich bei Eckwarderhörne, Butjadingen

Erst in den siebziger Jahren mit einer Zahl hoher, aber für die bereits vielfach verstärkten Deiche nicht mehr gefährlichen Sturmfluten werden Einmessungen des Teek in größerer Zahl verfügbar (ERCHINGER, 1974; INGENIEURKOMMISSION, 1979; ZITSCHER et al., 1979). Diese Datensätze bilden die Grundlage für die Entwicklung des Extrapolationsverfahrens (NIEMEYER, 1976) nach den Sturmfluten vom Januar 1976, mit dem eine Hochrechnung der Teekeinnmessungen auf den Bemessungsfall möglich wird. Das Verfahren wird dann noch auf der Grundlage von Naturmessungen von Sturmflutseeegang dahingehend erweitert, dass die Berücksichtigung einer vorgegebenen Überlaufsicherheit des Deichs beim Bemessungswellenauflauf möglich wird (NIEMEYER, 1977b). Problematisch blieb dabei aber, dass die Verifikation des Verfahrens nicht mit unabhängigen Daten vorgenommen werden konnte, solange nicht dafür hinreichende Datensätze hoher Sturmfluten vorlagen. Eines der Ziele des KFKI-Forschungsvorhabens „Bemessung auf Seegang“ war es, dieses für die Bemessungspraxis im See- und Ästuardeichbau erhebliche Defizit zu beseitigen. Hierzu wurde eine eingehende Inventarisierung verfügbarer Daten an der deutschen Nordseeküste vorgenommen und hieraus geeignete Daten für die Verifikation des Extrapolationsverfahrens ausgewählt.

Im Folgenden werden die Elemente des Extrapolationsverfahrens, seine ursprüngliche Verifikation, seine physikalische Plausibilität vor dem Hintergrund seit seiner Entwicklung gewonnener Erkenntnisse und seine Verifikation mittels neu verfügbarer Datensätze dargestellt. Hieran soll verdeutlicht werden, inwieweit mit Hilfe verfügbarer Teekeinnmessungen der Bemessungswellenauflauf verlässlich ermittelt werden kann.

2. Das Extrapolationsverfahren

2.1 Grundsätze des Verfahrens

Die nach Sturmfluten eingemessenen Grenzen des Teek ergeben nach Eliminierung des Sturmflutscheitels den aufgetretenen Wellenauflauf. Hieraus lässt sich über eine Kombination bekannter Verfahren ein zugehöriger fiktiver Seegang ermitteln. Ist dieser Seegang eindeutig an spezifische Randbedingungen gebunden, insbesondere wassertiefenbegrenzt, kann über deren Extrapolation der Seegang für die Bemessungsturmflut und daraus wiederum der Bemessungswellenauflauf ermittelt werden. Die Einzelheiten des Verfahrens sind bereits unmittelbar nach seiner Entwicklung eingehend beschrieben worden (NIEMEYER, 1976, 1977) und werden hier nur zusammenfassend wiederholt.

2.2 Ermittlung und Verifikation fiktiver Seegangsparemeter

Der aus der Einmessung des Teek ermittelte Wellenauflauf wird zur Berechnung einer zugehörigen fiktiven Wellenhöhe durch Inversion der DELFTER Formel (WASSING, 1967) herangezogen:

$$H_f = \frac{A_T}{8 \cdot \tan \alpha} \quad (1)$$

Die dazugehörige Wellenperiode wurde nach den Beziehungen für das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum berechnet:

$$T_f = \sqrt{\frac{1000}{4,078} \cdot \frac{H_f}{g}} \quad (2)$$

Diese fiktiven Seegangsparemeter werden in die Auflaufformel von HUNT (1959) eingesetzt, wobei diese um den von VINJE (FÜHRBÖTER, 1976) empfohlenen Sicherheitsbeiwert von 1,25 erweitert wird:

$$A_{vH} = 0,5 \cdot \sqrt{g \cdot H_f \cdot T_f \cdot \tan \alpha} \quad (3)$$

Diese Werte werden als Vergleichswellenauflauf denen aus der Einmessung des Teek gegenübergestellt. Hiermit wird eine erste Stufe der Verifikation möglich; sie beruht allerdings allein auf Daten, die auch bei der Berechnung der fiktiven Seegangsparemeter benutzt worden sind.

In diesem Berechnungsgang wird die fiktive Wellenhöhe H_f nicht der signifikanten gleichgesetzt. Die nachträgliche Einsetzung der signifikanten Wellenhöhe H_s in die DELFTER Formel von WASSING (1967) ist bereits von der TAW als fragwürdig bezeichnet worden. Gleiches gilt für die analoge Vorgehensweise von FÜHRBÖTER (1976) bei der Formel von HUNT (1959), die auf der Grundlage von Versuchen mit regelmäßigen Wellen ermittelt worden ist (NIEMEYER, 1976). In beiden Fällen wird beim Extrapolationsverfahren die fiktive Wellenhöhe als Substitution für die maximale Wellenhöhe H_{\max} angesehen.

Diese Betrachtungsweise ist von Bedeutung, wenn der Vergleichswellenauflauf mit Hilfe eines Verfahrens berechnet werden soll, bei dem der Wellenauflauf über Parameter unregel-

mäßigen Seegangs ermittelt wird. Das ist der Fall für die spektrale Auflaufformel von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968), die als weitere Vergleichsmöglichkeit genutzt wird:

$$A_{\text{VOA}} = c_{\epsilon} \cdot \sqrt{g \cdot H_s} \cdot T_p \cdot \tan \alpha \quad (4)$$

Um dieses Verfahren anwenden zu können, wird im ersten Schritt die signifikante Wellenhöhe nach dem Verfahren von BRETSCHNEIDER (1954) ermittelt, dessen Ergebnisse nach damaligen Erkenntnissen für die Verhältnisse der südlichen Nordsee als zutreffend angesehen wurden (SCHÜTTRUMPF, 1973):

$$\frac{H_{\text{max}}}{H_s} = \sqrt[10]{145 \cdot \frac{g \cdot h}{u^2}} \quad (5)$$

Die Peakperiode wurde ebenfalls über die Beziehungen für das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum ermittelt:

$$T_p = 13,94 \sqrt{\frac{H_s}{g}} \quad (6)$$

Der Beiwert für die Wirkung der spektralen Breite ϵ , auf den Wellenaufbau c_{ϵ} , wurde damals mit

$$c_{\epsilon} = 0,75 \quad (7)$$

festgelegt (NIEMEYER, 1976). Dieser Wert liegt etwa in derselben Größenordnung wie eine spätere Anwendungsempfehlung von PILARCZYK (1987) mit einem Wert von $c_{\epsilon} = 0,70$. Im Gegensatz zum Wellenaufbau A_{vH} nach HUNT (1959) berücksichtigt der Wert A_{VOA} nach VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) einen Überlauf bei 2 % aller Wellen. Die seinerzeit mit den von der Sturmflut vom 3. Januar 1976 zur Verfügung stehenden Daten ausgeführten Vergleichstests zeigten in Bezug hierauf allerdings keine signifikanten Unterschiede (Abb. 3 u. 4). Sie machten aber deutlich, dass mit Hilfe dieses Verfahrens der über den Teek eingemessene Wellenaufbau naturähnlich reproduziert werden kann, wobei die berechneten Werte leicht unterhalb der gemessenen liegen (NIEMEYER, 1976).

2.3 Extrapolation für den Bemessungsfall

Aufbauend auf diesen Ergebnissen und mit der Vorgabe, der Seegang vor Deichen sei wassertiefenbegrenzt, wurde eine einfache Prozedur eingeführt, die zu einer Abschätzung des Bemessungswellenaufbaus führt. Hierbei wird als weitere Voraussetzung unterstellt, dass der intensivste Seegang und damit auch der höchste Wellenaufbau bei der Sturmflut etwa zeitlich mit deren Scheitel korrespondiert. Diese Vorgabe ist bei wassertiefenbegrenztem Seegang wiederum ausgesprochen plausibel. Die für den Wellenaufbau aus dem Teek einer Sturmflut ermittelte fiktive Wellenhöhe, die dazugehörige Wassertiefe und die Wassertiefe für den Bemessungswasserstand werden genutzt, um über eine Extrapolation eine äquivalente fiktive Wellenhöhe für den Bemessungsfall zu ermitteln:

$$H_B = \frac{H_f}{h_m} \cdot h_B \quad (8)$$

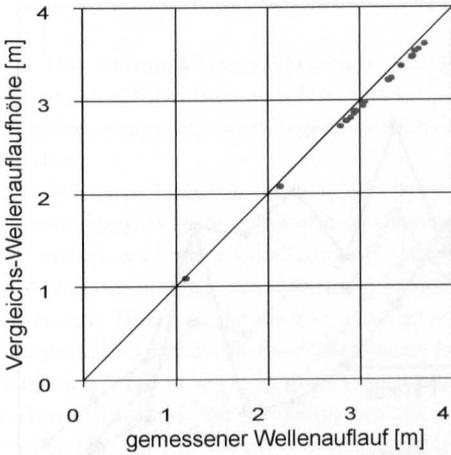


Abb. 3: Test des Extrapolationsverfahrens für Daten von der Butjadinger Küste (Sturmflut vom 3. Januar 1976: Verfahren HUNT-VINJE)

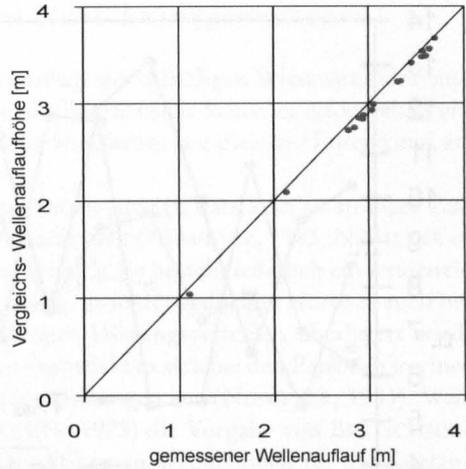


Abb. 4: Test des Extrapolationsverfahrens für Daten von der Butjadinger Küste (Sturmflut vom 3. Januar 1976: Verfahren VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND)

Hierauf aufbauend läßt sich nach den gleichen Prozeduren der Gleichungen (2)–(7) der Bemessungswellenauflauf sowohl nach HUNT-VINJE als auch nach VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND berechnen.

2.4 Berücksichtigung einer Überlaufsicherheit

Um die statistische Verteilung von Seegang in den Wellenauflauf quantitativ einbringen zu können, wurde aus dessen Parametern das Auflaufpotential des Seegangs ermittelt (NIEMEYER, 1977):

$$P_A = \sqrt{g \cdot H_i \cdot T_i} \quad (9)$$

Hierin sind dann aus 17 Sätzen Naturdaten von Sturmflutseegang (NIEMEYER, 1977) die kennzeichnenden Parameter nach verschiedenen statistischen Wichtungen eingesetzt worden. Ein wesentliches Ergebnis war, dass für die meisten Datensätze die längeren Wellen der Zeitreihen das größte Auflaufpotential beinhalteten (Abb. 5): Weiterhin zeigte sich, dass die mittleren Höhen und Perioden der 10 % höchsten und längsten Wellen ein um 8 % beziehungsweise 18 % geringeres Auflaufpotential hatten als die jeweils höchste beziehungsweise längste Welle jeden Datensatzes (Abb. 6 u. 7). Das um 18 % reduzierte Auflaufpotential wurde von etwa 3 % der Wellen überschritten, was der seinerzeit vom TECHNISCH-WISSENSCHAFTLICHEN BEIRAT des Küstenausschuss Nord- und Ostsee (TWB, 1967) empfohlenen Überlauftoleranz für See- und Ästuardeiche an der deutschen Nordseeküste mit Binnenneigungen von 1:3 entspricht. Hierauf aufbauend fußt der Vorschlag, den Bemessungswellenauflauf gegenüber dem rechnerischen Maximalwert mit dem Faktor 0,82 zu reduzieren.

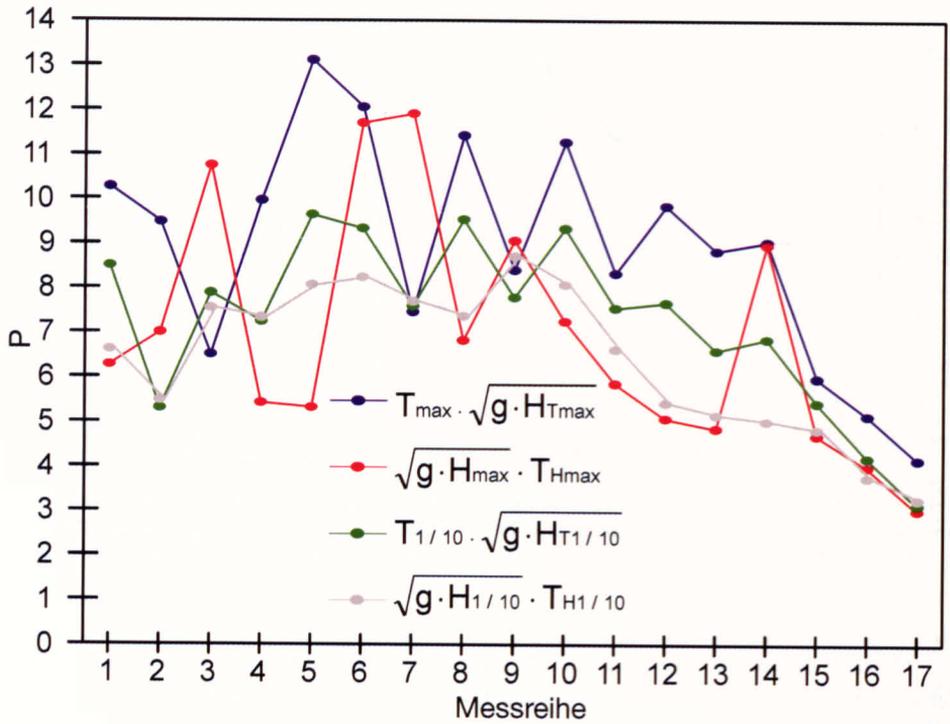


Abb. 5: Auflaufpotentiale der höchsten und längsten Wellen einer Zeitreihe, sowie der Mittelwerte der Höhen und Perioden der 10 % längsten und 10 % höchsten Wellen einer Zeitreihe (NIEMEYER, 1977)

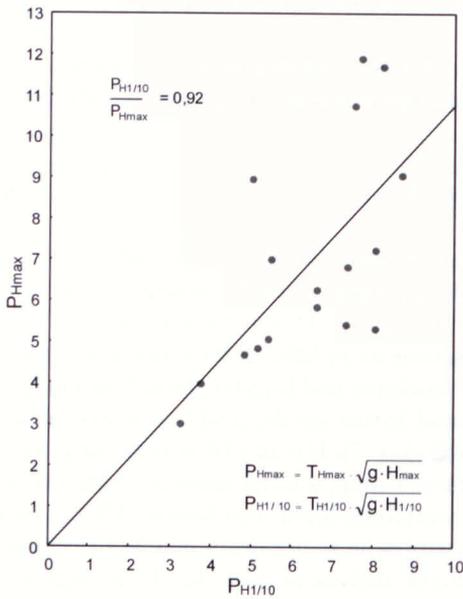


Abb. 6: Reduktion des Auflaufpotentials gegenüber der höchsten Welle einer Zeitreihe bei Verwendung des Mittelwertes der Höhen und Perioden der 10 % höchsten Wellen (NIEMEYER, 1977)

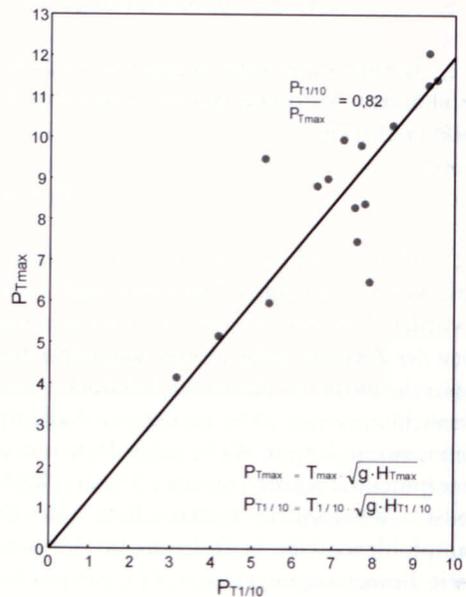


Abb. 7: Reduktion des Auflaufpotentials gegenüber der längsten Welle einer Zeitreihe bei Verwendung des Mittelwertes der Höhen und Perioden der 10 % längsten Wellen (NIEMEYER, 1977)

2.5 Kritische Bewertung der Verfahrensgrundlagen

Das Extrapolationsverfahren ist auf der Grundlage des damaligen Wissensstandes entwickelt und formuliert worden. Seither gewonnene Erkenntnisse lassen es erforderlich erscheinen, einige der grundlegenden Annahmen des Verfahrens vor diesem Hintergrund zu erörtern.

Intensive Naturmessungen von Wattseegang haben gezeigt, dass kein so strenger Zusammenhang zwischen Wellenhöhen und -perioden besteht (NIEMEYER, 1983; NIEMEYER et al., 1995a), wie in den Gleichungen (2) und (6) unterstellt. Es besteht lediglich ein tendenzieller Zusammenhang mit einer ausgeprägten Streuung, da in der südlichen Nordsee auch bei Sturm die Windsee fast immer von unterschiedlichen Dünungssystemen überlagert wird. Während dies auf die Wellenhöhen kaum Einfluss hat, wirkt es sich bei den Perioden in einer stärkeren Varianz gegenüber den mittleren Zusammenhängen aus (NIEMEYER, 1983). Weiterhin ist entgegen den Aussagen von SCHÜTTRUMPF (1973) die Vorgabe von BRETSCHNEIDER (1954) für die Relation von maximalen zu signifikanten Wellenhöhen für das Küstenvorfeld und Küstengebiet der südlichen Nordsee nicht zutreffend (NIEMEYER, 1983).

Obwohl die Auflaufberechnung nach VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) einen Überlauf bei 2 % der Wellen berücksichtigt, liegen die danach ermittelten Werte nur geringfügig unterhalb der gemessenen. Nach Naturmessungen beträgt der Unterschied zwischen maximalem Wellenauflauf und A_{98} immerhin 15 % (GRÜNE, 1983). Weiterhin wird die Bermenwirkung in den Gleichungen des Extrapolationsverfahrens nicht berücksichtigt.

Trotz dieser Schwachpunkte hat sich bei bisherigen Anwendungen kein Versagen gezeigt. Es lässt sich nur vermuten, dass bei der Anwendung des Verfahrens sich Fehler wechselseitig kompensieren. Die kombinierte Anwendung der Formeln (Abb. 8) wirkt demnach

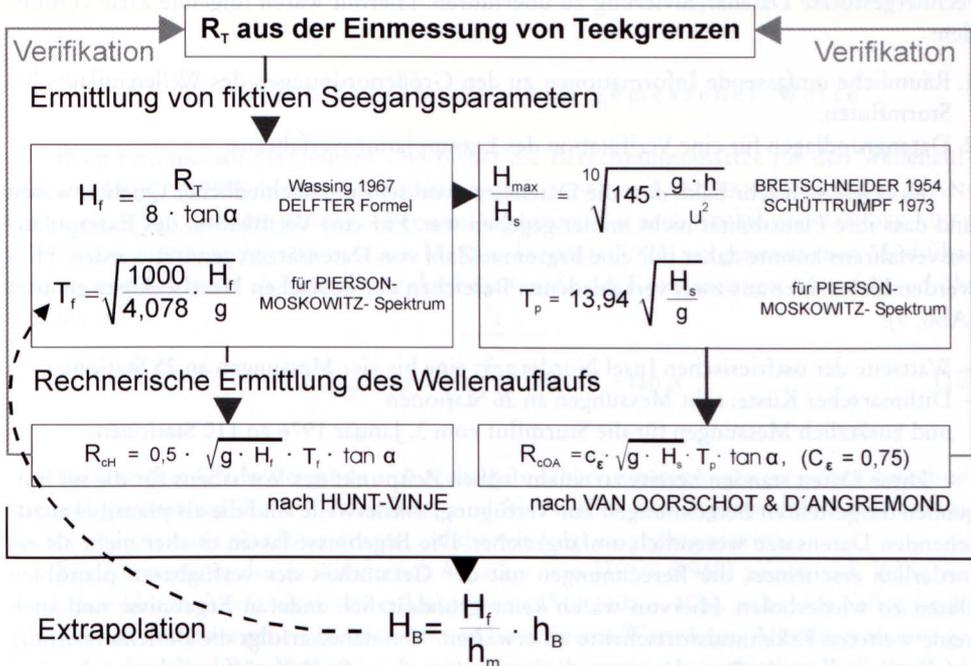


Abb. 8: Formaler Regelkreis des Extrapolationsverfahrens nach NIEMEYER (1976)

wie ein fehlerminimierender Regelkreis. Dieses Ergebnis ist allerdings seinerzeit nicht systematisch erzeugt worden.

Für andere grundsätzliche Annahmen aber haben sich später Bestätigungen gefunden. So ist beispielsweise die Annahme, bei Zulassen von Überlauf bei 3 % der Wellen den maximalen Wellenauflauf um 18 % zu reduzieren, durch Kombination von Ergebnissen aus der Natur (GRÜNE, 1983) und aus Modellversuchen (DHI, 1995) nachhaltig bestätigt worden: der Wert liegt nach diesen Untersuchungen bei 19 %.

Das Extrapolationsverfahren beruht fundamental auf der Existenz wassertiefenbegrenzten Seegangs. Die seither vorgenommenen Naturmessungen an der deutschen Nordseeküste (KAISER et al., 1995; NIEMEYER, 1983, 1991; NIEMEYER et al., 1995a) haben gezeigt, dass diese Annahme für die meisten deichnahen Watten zutreffend ist.

Es besteht aber auch eine Anwendungsmöglichkeit in solchen Fällen, in denen die relative Wellenhöhe zusätzlich von örtlichem Wind abhängt (KAISER et al., 1995; NIEMEYER, 1980, 1997; NIEMEYER et al., 1995a). Hierbei erfolgt entweder eine kombinierte Kopplung an Wassertiefe und Windeinwirkung (NIEMEYER, 1980) oder die Vorgabe der ungünstigsten relativen Wellenhöhe (NIEMEYER, 1997).

3. Anwendung des Extrapolationsverfahrens

3.1 Datensätze und Untersuchungsgebiete

Eines der Ziele des KFKI-Forschungsvorhabens „Bemessung auf Seegang“ war, die bei den verschiedenen im Küstenschutz tätigen Dienststellen verfügbaren Teekeinnmessungen nach Sturmfluten zu sammeln, auf Plausibilität zu prüfen, zu systematisieren und in eine rechnergestützte Datenarchivierung zu überführen. Hiermit waren folgende Ziele verbunden:

1. Räumliche umfassende Informationen zu den Größenordnungen des Wellenaufbaus bei Sturmfluten.
2. Datengrundlagen für eine Verifikation des Extrapolationsverfahrens.

Es zeigte sich sehr bald, dass die Datensätze von sehr unterschiedlicher Qualität waren und dass ihre Plausibilität nicht immer gegeben war. Für eine Verifikation des Extrapolationsverfahrens konnte daher nur eine begrenzte Zahl von Datensätzen genutzt werden. Hier werden Datensätze aus zwei verschiedenen Bereichen der deutschen Nordseeküste genutzt (Abb. 9):

- Wattseite der ostfriesischen Insel Norderney: eine bis vier Messungen an 25 Stationen,
- Dithmarscher Küste: acht Messungen an 26 Stationen
und zusätzlich Messungen für die Sturmflut vom 3. Januar 1976 an 110 Stationen.

Diese Daten standen bereits zu einem frühen Zeitpunkt des Vorhabens für die im Folgenden dargestellten Berechnungen zur Verfügung; mittlerweile sind die als plausibel anzusehenden Datensätze wesentlich umfangreicher. Die Ergebnisse lassen es aber nicht als erforderlich erscheinen, die Berechnungen mit der Gesamtheit der verfügbaren plausiblen Daten zu wiederholen. Hiervon wären keine grundsätzlich anderen Ergebnisse und auch keine weiteren Erkenntnisfortschritte zu erwarten. Von daher erfolgt die Berichterstattung auf der Grundlage der Berechnungen, die bereits an anderer Stelle veröffentlicht worden sind (NIEMEYER et al., 1995b).

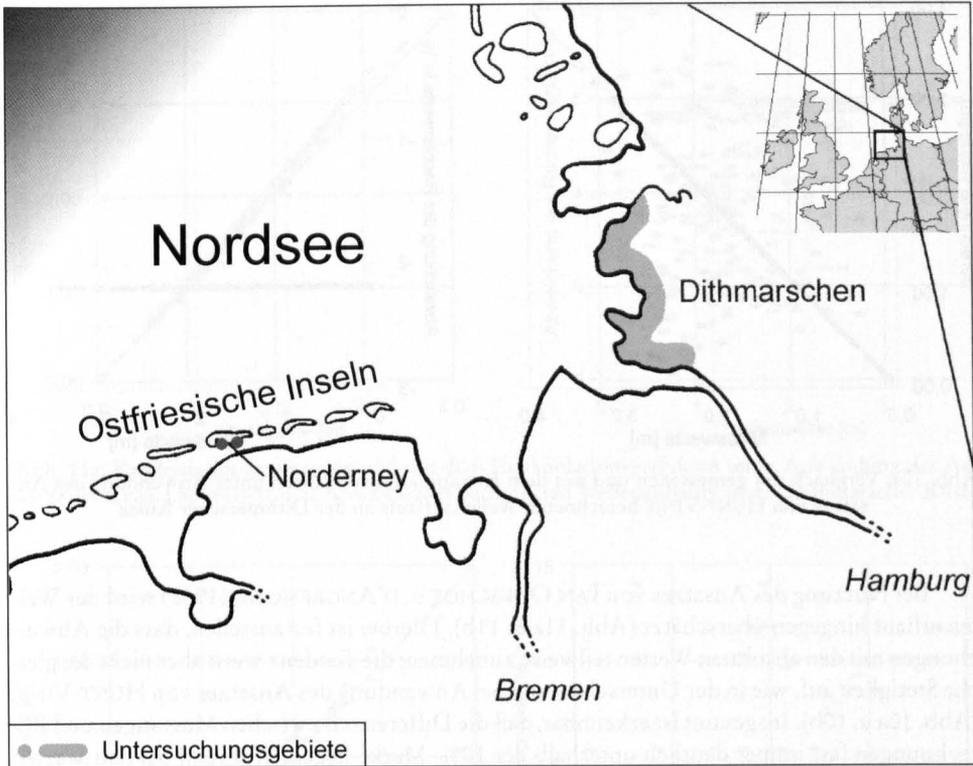


Abb. 9: Lage der Messgebiete an der deutschen Nordseeküste

3.2 Vergleich berechneter und gemessener Werte

Beim Extrapolationsverfahren sind bisher die Berechnungsansätze für den Wellenaufbau von HUNT (1959) mit der Modifikation nach VINJE und von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) genutzt worden. Hier wird ergänzend der neue Ansatz von VAN DER MEER u. DE WAAL (1993) in der von VAN DER MEER u. JANSSEN (1994) vorgenommenen Modifikation verwandt, bei der als Sicherheitsfaktor die Größe der Konstante von 1,5 auf 1,6 erhöht worden ist:

$$A_{vMW} = 1,6 \cdot \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_s \cdot T_p \cdot \tan \alpha \quad (10)$$

Für alle drei Gebiete ergeben sich recht gute Übereinstimmungen zwischen berechneten und gemessenen Werten. Allerdings sind hinsichtlich der angewandten Berechnungsansätze (3), (4) und (10) Unterschiede, auf die wie folgt eingegangen wird.

Bei Anwendung des modifizierten Ansatzes von HUNT (1959) zeigen sich keine wesentlichen Unterschiede für die zwei Lokationen (Abb. 10a u. 10b). In beiden Fällen ist die Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten gut. Allerdings ist eine geringe, mit den absoluten Werten wachsende Unterschätzung des wirklichen Wellenaufbaus festzustellen (Abb. 10a u. 10b).

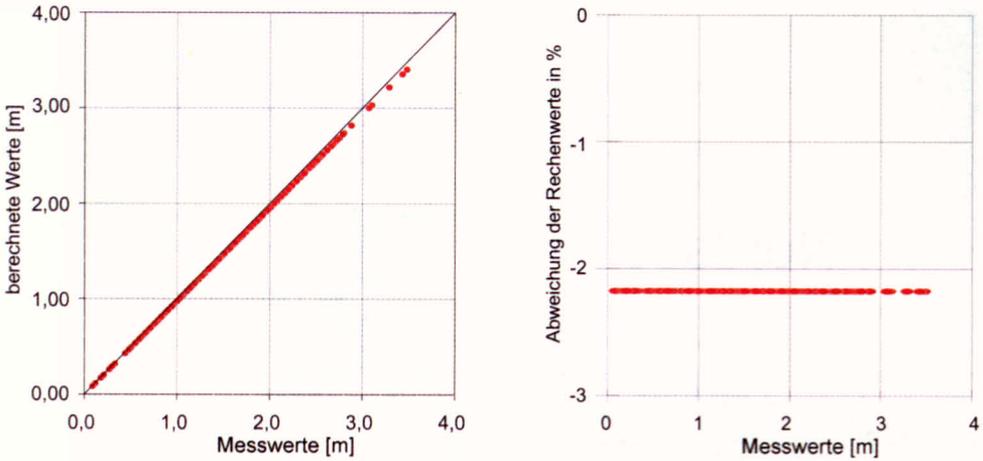


Abb. 10a: Vergleich des gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von HUNT-VINJE berechneten Wellenaufbaus an der Dithmarscher Küste

Bei Nutzung des Ansatzes von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) wird der Wellenaufbau hingegen überschätzt (Abb. 11a u. 11b). Hierbei ist festzustellen, dass die Abweichungen mit den absoluten Werten teilweise zunehmen; die Tendenz weist aber nicht die gleiche Stetigkeit auf, wie in der Unterschätzung bei Anwendung des Ansatzes von HUNT-VINJE (Abb. 10a u. 10b). Insgesamt ist erkennbar, daß die Differenzen zwischen Messungen und Berechnungen fast immer deutlich unterhalb der 10%-Marke liegen. Während bei den Werten für Dithmarschen die berechneten Werte in der Tendenz mit zunehmender Größe eindeutig auf der sicheren Seite liegen (Abb. 11a), ist diese Tendenz bei den Werten von Norderney weniger ausgeprägt (Abb. 11b). Hierbei tritt aber keine signifikante Unterschätzung ein, sondern teilweise eine bessere Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Werten als bei Verwendung des Ansatzes von HUNT-VINJE.

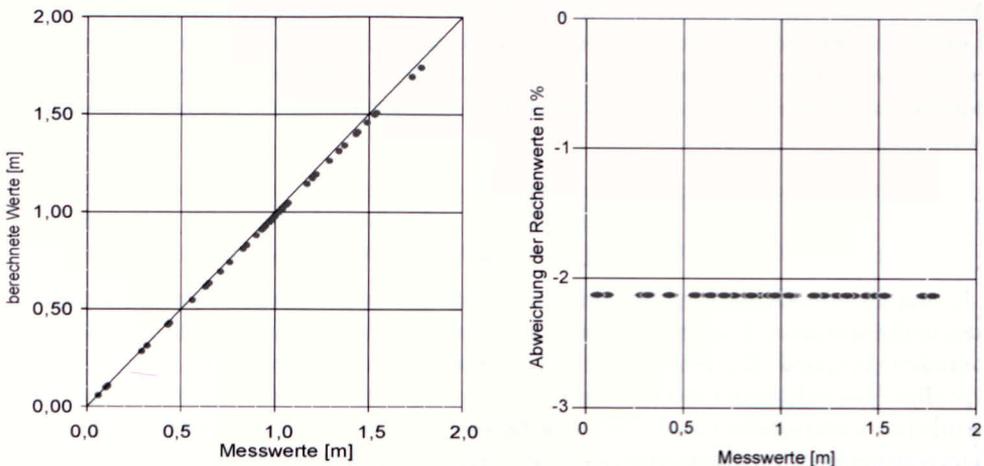


Abb. 10b: Vergleich des gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von HUNT-VINJE berechneten Wellenaufbaus an Norderneyer Inseldeichen

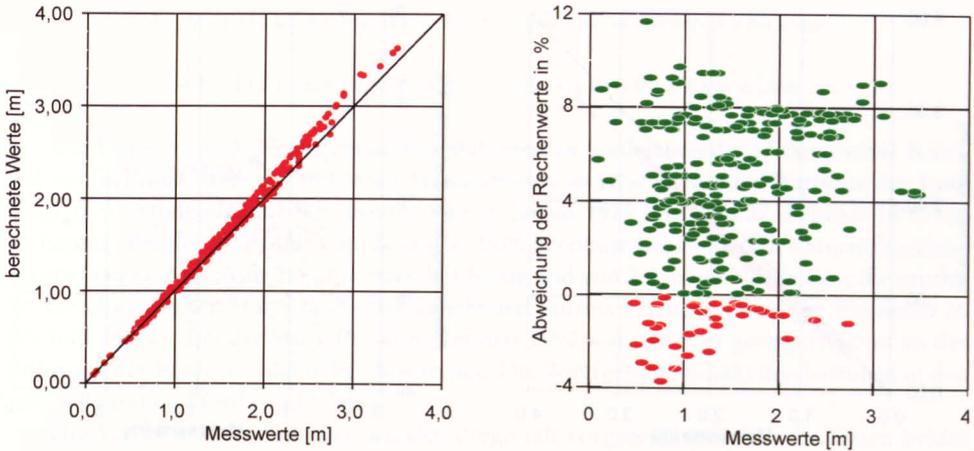


Abb. 11a: Vergleich des gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND berechneten Wellenaufbaus an der Dithmarscher Küste

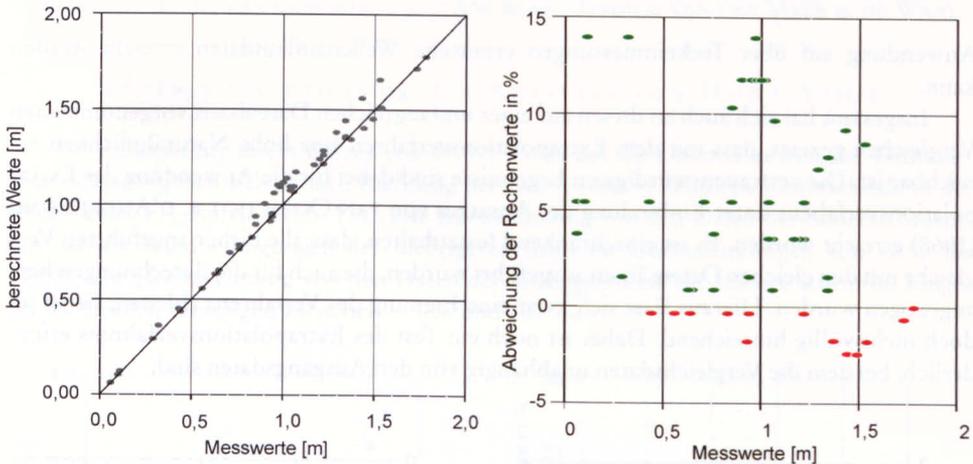


Abb. 11b: Vergleich des gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND berechneten Wellenaufbaus auf Norderney

Die Nutzung des Berechnungsansatzes von VAN DER MEER u. JANSSEN (1994) führt wiederum zu einer Unterschätzung des Wellenaufbaus; allerdings in deutlich stärkerem Maß als bei Verwendung der Formel nach HUNT-VINJE (Abb. 12a u. 12b). Die Abweichungen nehmen tendenziell, aber nicht einheitlich mit den absoluten Werten zu. Bei Verwendung dieses Rechenansatzes ergeben sich für das Extrapolationsverfahren größere Abweichungen (Abb. 12a u. 12b) als bei beiden anderen Verfahren (Abb. 10 u. 11). In beiden Fällen liegen durchgehend Unterschätzungen vor, die bei den Werten von Norderney (Abb. 12b) relativ noch größer sind als bei denen für die Deiche in Dithmarschen (Abb. 12a).

Es muss an dieser Stelle nachdrücklich darauf hingewiesen werden, dass mit den vorstehenden Vergleichen keine übertragbaren Aussagen hinsichtlich der absoluten Naturähnlichkeit der Wellenaufformeln selbst gegeben sind. Die Ergebnisse spiegeln lediglich die Qualität wider, welche mit diesen Ansätzen als Element des Extrapolationsverfahrens bei dessen

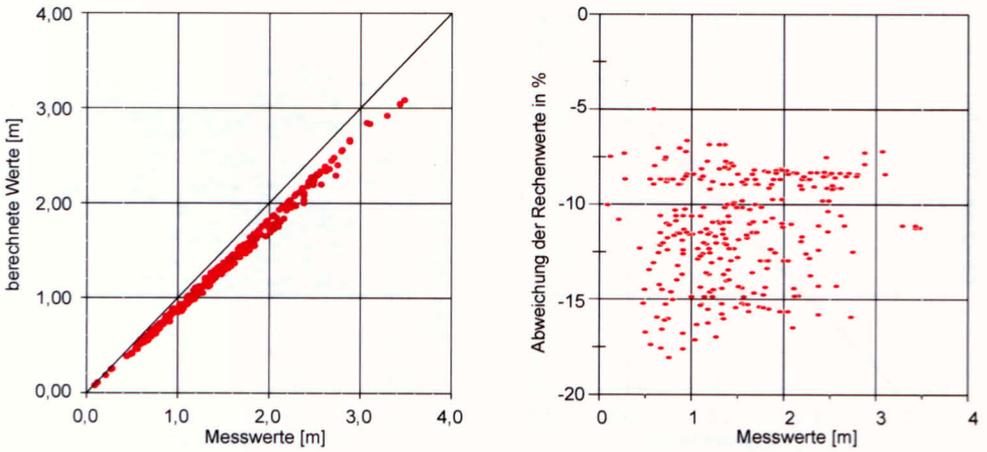


Abb. 12a: Vergleich gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von VAN DER MEER u. JANSSEN berechneten Wellenaufbaus an der Dithmarscher Küste

Anwendung auf über Teekleinmessungen ermittelte Wellenaufbaudaten erreicht werden kann.

Insgesamt hat sich auch an diesen auf einer umfangreichen Datenbasis vorgenommenen Vergleichen gezeigt, dass mit dem Extrapolationsverfahren eine hohe Naturähnlichkeit erreichbar ist. Die vertrauenswürdigsten Ergebnisse sind dabei für die Anwendung des Extrapolationsverfahrens unter Einbindung des Ansatzes von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) erreicht worden. Es ist einschränkend festzuhalten, dass alle bisher angeführten Vergleiche mit den gleichen Datensätzen ausgeführt wurden, die auch für die Berechnungen herangezogen wurden. Hieraus lässt sich zwar eine Eignung des Verfahrens ableiten, sie ist jedoch nicht völlig hinreichend. Daher ist noch ein Test des Extrapolationsverfahrens erforderlich, bei dem die Vergleichsdaten unabhängig von den Ausgangsdaten sind.

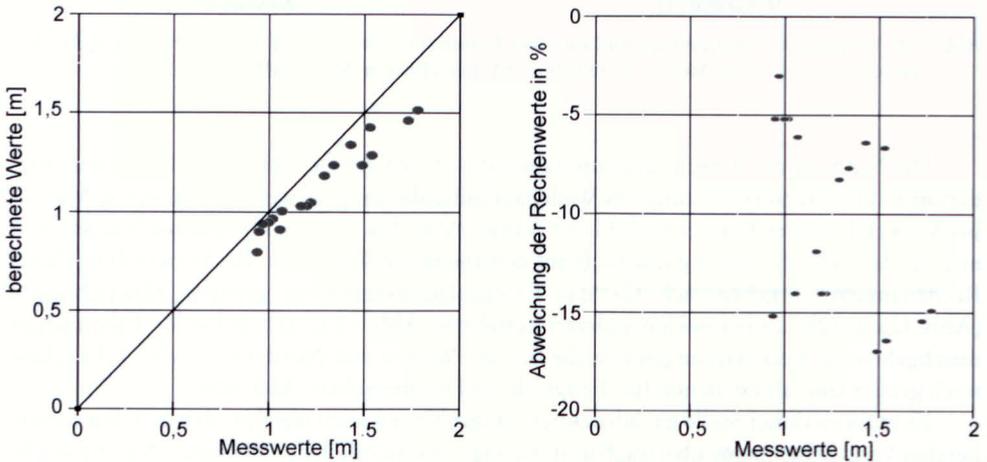


Abb. 12b: Vergleich gemessenen und mit dem Extrapolationsverfahren unter Anwendung des Ansatzes von VAN DER MEER u. JANSSEN berechneten Wellenaufbaus an Norderneyer Inseldeichen

4. Verifikation des Extrapolationsverfahrens

4.1 Datengrundlage und Verfahrensweise

Die Daten von 13 permanenten Messstationen an Seedeichen der Dithmarscher Küste und von neun ebenfalls permanenten Messstationen an Deichen an der Wattseite der Insel Norderney standen für die Sturmfluten vom 3. Januar 1976 und vom 27. Februar 1990 zur Verfügung. Bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 herrschte bei Eintritt des Sturmflutscitels ein Stau von 3,6 m an der Dithmarscher Küste und von 2,8 m bei Norderney; die mittleren Geschwindigkeiten des landwärts gerichteten Sturms betragen in beiden Regionen 26 m/s und 28 m/s. Bei der Sturmflut vom Februar 1990 war der Stau geringer: 3,0 m an der Dithmarscher Küste und 2,5 m bei Norderney. Die Windgeschwindigkeiten betragen in den beiden Regionen 28 m/s und 17 m/s.

Die Verifikationsrechnungen wurden dergestalt vorgenommen, dass die Daten beider Sturmfluten als Ausgangsgrundlage der Berechnungen genutzt wurden. Es wurde also sowohl von der höheren Sturmflut auf die niedrigere hochgerechnet, als auch von der niedrigeren auf die höhere. Hierbei wird das Extrapolationsverfahrens mit allen drei Ansätzen getestet: HUNT-VINJE, VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND sowie VAN DER MEER u. DE WAAL.

4.2 Implementierung des Ansatzes von HUNT-VINJE

Bei Anwendung des Ansatzes von HUNT-VINJE auf die Datensätze von der Dithmarscher Küste ergeben sich je nach Richtung der Extrapolation deutliche Unterschiede in der Qualität der Ergebnisse (Abb. 13a): Die Rückrechnung von den Daten der höheren Sturmflut auf die Randbedingungen der niedrigeren führt zu Überschätzungen von +8 % bis +22 %. Die Hochrechnung von den Daten der niedrigeren auf die höhere Sturmflut hingegen zu Unterschätzungen zwischen -11 % und -21 %.

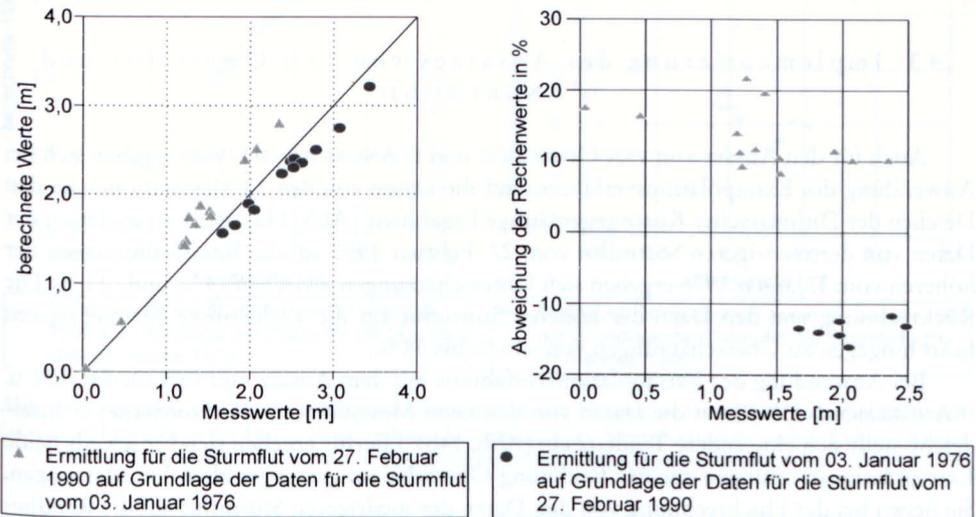


Abb. 13a: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von HUNT-VINJE; Daten der Dithmarscher Küste)

Für die Daten von den Norderneyer Inseldeichen ergibt sich ein tendenziell gleichartiges Bild (Abb. 13b): Für die Hochrechnung von der niedrigeren auf die höhere Sturmflut ergeben sich – im Vergleich zu den Werten der Dithmarscher Küste – allerdings geringere Unterschätzungen von -7% bis -11% . Die Rückrechnung vom Datensatz der höheren Sturmflut auf die Verhältnisse der niedrigeren ergeben auch hier Überschätzungen, die allerdings merklich kleiner sind als bei den Stationen von der Dithmarscher Küste: $+3\%$ bis 7% .

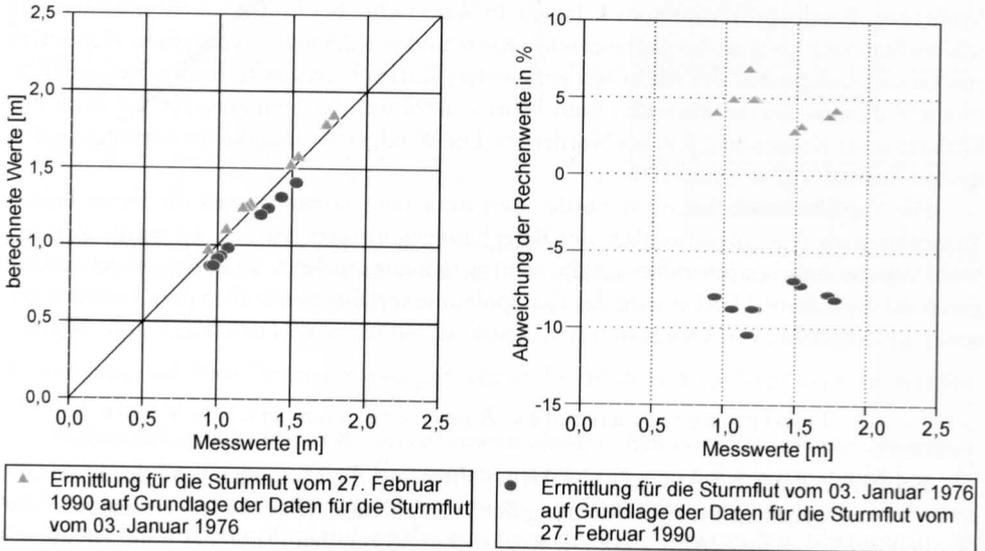
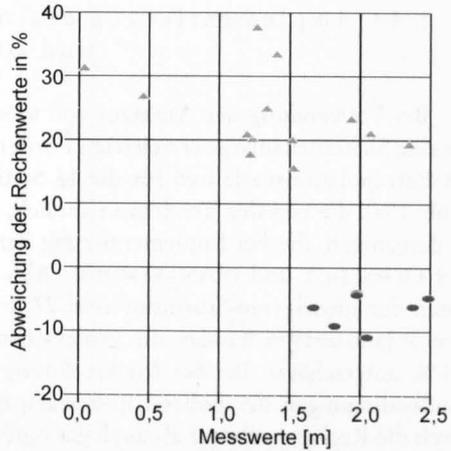
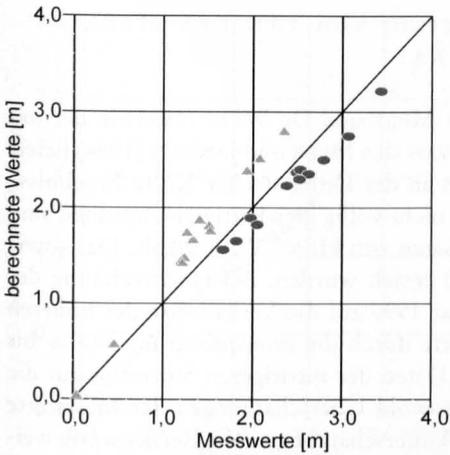


Abb. 13b: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von HUNT-VINJE; Daten der Norderneyer Inseldeiche)

4.3 Implementierung des Ansatzes von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND

Auch für den Ansatz von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) ergeben sich bei Anwendung des Extrapolationsverfahrens auf die Daten von den 13 Messstationen an den Deichen der Dithmarscher Küste gegenläufige Ergebnisse (Abb. 14a). Bei Extrapolation der Daten von der niedrigeren Sturmflut vom 27. Februar 1990 auf die Randbedingungen der höheren vom 3. Januar 1976 ergeben sich Unterschätzungen zwischen -4% und -11% . Die Rückrechnung von den Daten der höheren Sturmflut auf die Verhältnisse der niedrigeren führt hingegen zu Überschätzungen von $+15\%$ bis 38% .

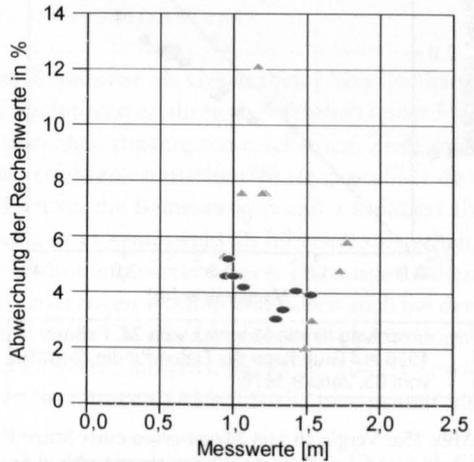
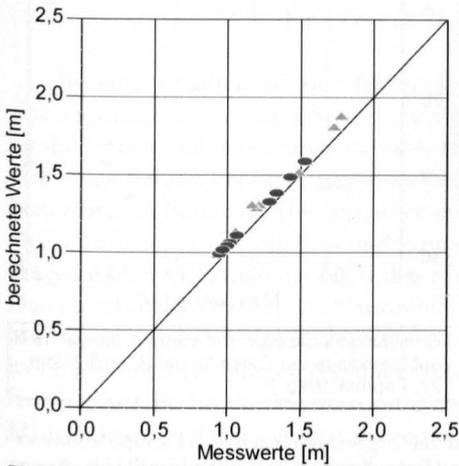
Bei Anwendung des Extrapolationsverfahrens mit dem Ansatz von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND (1968) auf die Daten von den neun Messstationen der Norderneyer Inseldeiche stellt sich eine andere Tendenz ein (Abb. 14b): Hierfür ergeben sich für jeweils beide Extrapolationsrichtungen aus der Rechnung Überschätzungen gegenüber den Messungen. Sie liegen bei der Hochrechnung von den Daten der niedrigeren Sturmflut auf die Randbedingungen der höheren im Bereich von nur $+3\%$ bis $+5\%$. Bei der Rückrechnung von den Messdaten der höheren Sturmflut auf die Verhältnisse der niedrigeren überschreiten die rechnerischen Werte die Messdaten ebenfalls und zwar zwischen $+2\%$ und $+12\%$.



▲ Ermittlung für die Sturmflut vom 27. Februar 1990 auf Grundlage der Daten für die Sturmflut vom 03. Januar 1976

● Ermittlung für die Sturmflut vom 03. Januar 1976 auf Grundlage der Daten für die Sturmflut vom 27. Februar 1990

Abb. 14a: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND; Daten der Dithmarscher Küste)



▲ Ermittlung für die Sturmflut vom 27. Februar 1990 auf Grundlage der Daten für die Sturmflut vom 03. Januar 1976

● Ermittlung für die Sturmflut vom 03. Januar 1976 auf Grundlage der Daten für die Sturmflut vom 27. Februar 1990

Abb. 14b: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND; Daten Norderneyer Inseldeiche)

4.4 Implementierung des Ansatzes von VAN DER MEER und DE WAAL

Bei Verwendung des Ansatzes von VAN DER MEER und DE WAAL (1993) in der mit um eine Sicherheitsmarge erweiterten Form nach VAN DER MEER und JANSSEN (1994) liefert das Extrapolationsverfahren für die 13 Stationen an der Dithmarscher Küste Ergebnisse (Abb. 15a), die von den Tendenzen ähnlich, aber nicht völlig gleichartig einzuordnen sind zu denjenigen, die bei Implementierung der Ansätze von HUNT-VINJE (Abb. 13a) sowie VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (Abb. 14a) erzielt wurden: Bei Hochrechnung der Daten der niedrigeren Sturmflut vom 27. Februar 1990 auf die Verhältnisse der höheren vom 3. Januar 1976 werden die gemessenen Werte durch die errechneten um -18% bis -24% unterschätzt. Bei der Rückrechnung der Daten der niedrigeren Sturmflut auf die Randbedingungen der höheren treten dagegen sowohl Überschätzungen der Messwerte durch die Rechenwerte auf als auch geringfügige Unterschätzungen: die Rechenwerte weichen von den Messwerten in einem Streubereich ab, der zwischen -2% und $+17\%$ liegt (Abb. 15a).

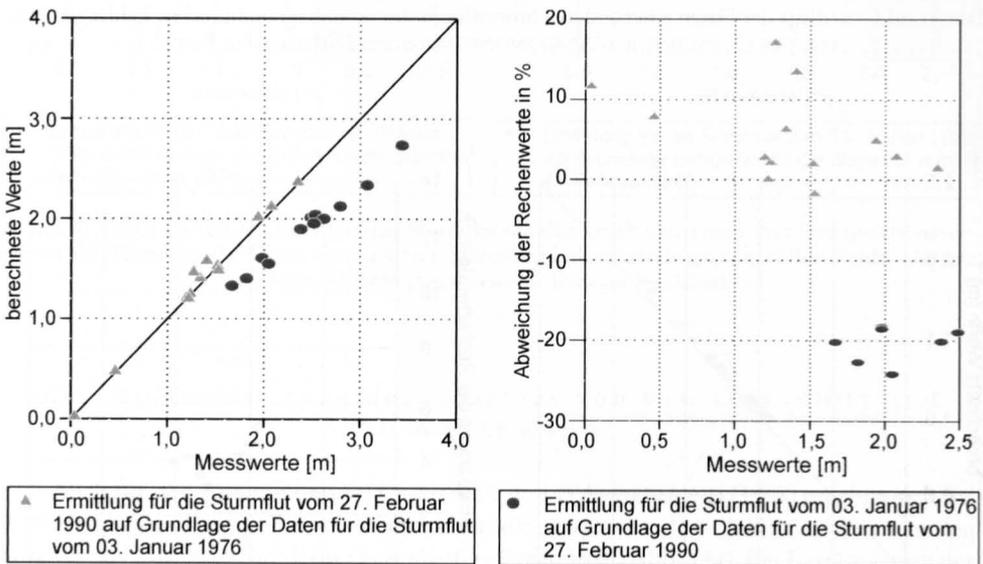


Abb. 15a: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von VAN DER MEER u. DER WAAL; Daten der Dithmarscher Küste)

Für die Datensätze der Norderneyer Inseldeiche ergeben sich für beide Formen der Extrapolation bei Implementierung dieses Ansatzes tendenziell einheitliche Ergebnisse (Abb. 15b): Sowohl bei Hochrechnung der Messdaten der niedrigeren Sturmflut auf die Randbedingungen der höheren als auch bei der Bestimmung der Werte für die niedrigere Sturmflut auf der Grundlage der Messdaten der höheren treten Unterschätzungen der Messwerte durch die Rechenwerte auf. Sie liegen in den Bereichen von -11% bis -13% beziehungsweise zwischen -5% und -13% (Abb. 15b).

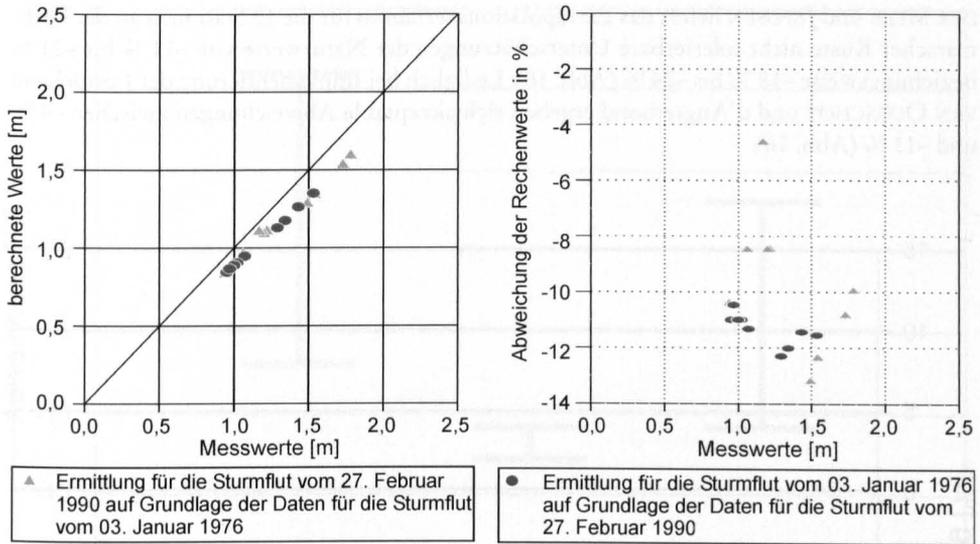


Abb. 15b: Vergleich von Messwerten einer Sturmflut mit den Ergebnissen nach dem Extrapolationsverfahren auf Grundlage der Daten einer anderen Sturmflut; links: Streudiagramm; rechts: Fehler (Ansatz von VAN DER MEER u. DER WAAL; Daten der Norderneyer Inseldeiche)

4.5 Ergebnis der Verifikationstests

Bei einer undifferenzierten Betrachtung der Ergebnisse als Gesamtheit (Abb. 16) kann eine insgesamt eher negative Bewertung des Extrapolationsverfahrens hinsichtlich seiner Naturähnlichkeit und damit auch Zuverlässigkeit durchaus angemessen erscheinen. Zieht man den vollen Bereich der Streuungen der mit dem Verfahren ermittelten Werte gegenüber den Naturdaten in Betracht (Abb. 16), so ist deren Wert für die Bemessungspraxis zumindest als zweifelhaft einzustufen. In diesem Zusammenhang ist es keineswegs als hilfreich anzusehen, Fragen nach der Qualität der Naturdaten in die Diskussion einzubringen. Die ausgewählten Daten sind vorab eingehenden Plausibilitätstests unterzogen worden und haben auch bei den hier vorgenommenen Vergleichstests – zumindest nicht für alle drei Ansätze – keine ungewöhnlichen Abweichungen gegenüber den Rechenwerten aufgewiesen (Abb. 10–12). Insofern müssen die bei der Verifikation ermittelten Streuungen (Abb. 13–15) hier primär als Mängel dieses Verfahrens eingestuft werden.

In die Bewertung der Ergebnisse ist aber auch der eigentliche Zweck des Extrapolationsverfahrens einzubeziehen: die Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus für einen angenommenen höchsten Sturmflutwasserstand ausgehend von Datensätzen einer bereits eingetretenen niedrigeren. Vor diesem Hintergrund verlieren die Ergebnisse der Rückrechnungen auf der Grundlage der Datensätze einer höheren auf die Verhältnisse der niedrigeren an Bedeutung. Zweifellos wäre eine hohe Übereinstimmung für diese Vorgehensweise eine zusätzliche Absicherung des Verfahrens gewesen, sie ist aber keine zwingende Voraussetzung für dessen eigentlichen Nutzungszweck.

Reduziert man die Betrachtung allein auf die Anwendung des Verfahrens als Hochrechnung von den Messdaten einer niedrigeren Sturmflut auf die Randbedingungen einer höheren, so ergeben sich folgende Ergebnisse: Mit den Ansätzen von HUNT-VINJE sowie von VAN

DER MEER und JANSSEN liefert das Extrapolationsverfahren für die 13 Stationen an der Dithmarscher Küste nicht tolerierbare Unterschätzungen der Naturwerte von -11% bis -21% beziehungsweise -18% bis -24% (Abb. 16). Lediglich bei Implementierung der Formel von VAN OORSCHOT und d'Angremond ergeben sich akzeptable Abweichungen zwischen -4% und -11% (Abb. 16).

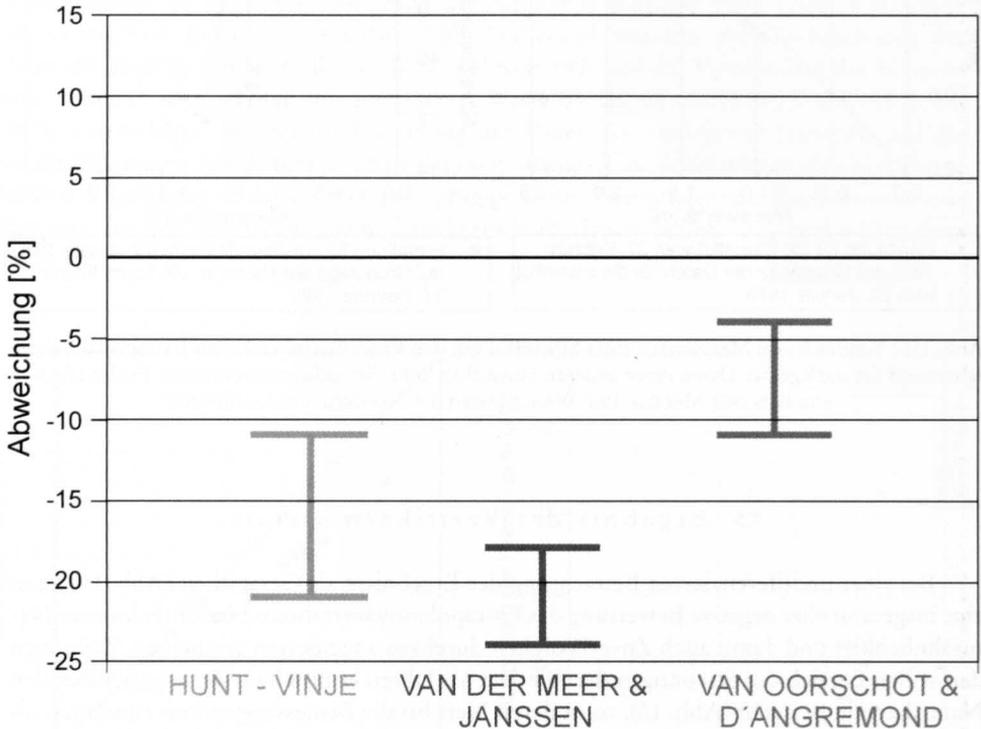


Abb. 16: Streubereiche des Extrapolationsverfahrens für die Daten der Dithmarscher Küste in Abhängigkeit von den implementierten Ansätzen zur Wellenaufreibung

Auch für die entsprechenden Datensätze von den Norderneyer Inseldeichen führen die Berechnungen unter Nutzung der Formeln von HUNT-VINJE sowie von VAN DER MEER und JANSSEN zu Unterschätzungen, wenngleich nicht in so hohem Maße wie bei den Daten der Dithmarscher Küste: sie liegen in Bereichen von -7% bis -11% und -11% bis -13% (Abb. 17). Wendet man das Extrapolationsverfahren für diese Datensätze mit Implementierung des Ansatzes von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND an, so werden die Naturwerte durch die rechnerischen um $+3\%$ bis $+5\%$ (Abb. 17) übertroffen. Angesichts der für die Ermittlung von Wellenaufformeln selbst bei Modellversuchen mit hervorragenden technischen Randbedingungen üblichen Toleranzen (VAN DER MEER u. DE WAAL, 1993; VAN DER MEER u. JANSSEN, 1994) kann dieses Ergebnis faktisch als Übereinstimmung angesehen werden.

Es sei hier noch einmal betont, dass aus den Ergebnissen keine Schlüsse auf die Qualität der beim Extrapolationsverfahren implementierten Ansätze selbst zulässig oder sinnvoll

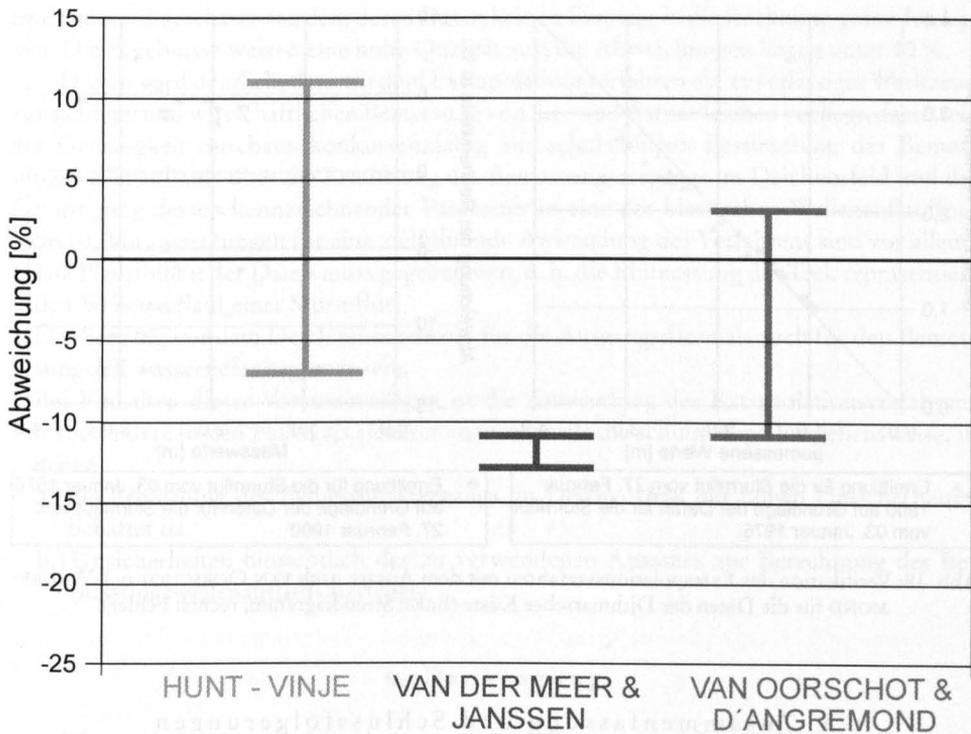


Abb. 17: Streubereiche des Extrapolationsverfahrens für die Daten der Norderneyer Inseldeiche in Abhängigkeit von den implementierten Ansätzen zur Wellenauflaufberechnung

sind. Die Anpassung an die Naturwerte wird primär durch den Regelmechanismus des Extrapolationsverfahrens bestimmt. Die dabei erzielten Ergebnisse sind hinsichtlich der isolierten Nutzung einzelner verwandter Komponenten nicht aussagekräftig, manchmal möglicherweise sogar irreführend.

Fasst man die Ergebnisse aus beiden Regionen zusammen, so ergibt sich ein klares Ergebnis: Bei Implementierung des Ansatzes von VAN OORSCHOT und D'ANGREMOND (1968) lassen sich mit dem Extrapolationsverfahren im Vergleich zu Naturdaten hohe rechnerische Genauigkeiten erzielen (Abb. 18). Mit einer Streuung zwischen -11 % und +5 % bewegen sich die Abweichungen in denselben Größenordnungen, wie sie bei der Ermittlung von Wellenaufformeln aus Modelldaten nur unter technisch optimalen Bedingungen in jüngerer Zeit erreicht wurden.

Von daher kann aus den hier analysierten Vergleichen berechtigt der Schluss gezogen werden, mit Hilfe des Extrapolationsverfahrens (NIEMEYER, 1976, 1977) ist eine sowohl sichere als auch wirtschaftliche Bestimmung des Bemessungswellenaufbaus an See- und Ästuardeichen möglich. Die festgestellten Unschärfen des Verfahrens bewegen sich in denselben Größenordnungen wie bei anderen modernen Verfahren zur Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus.

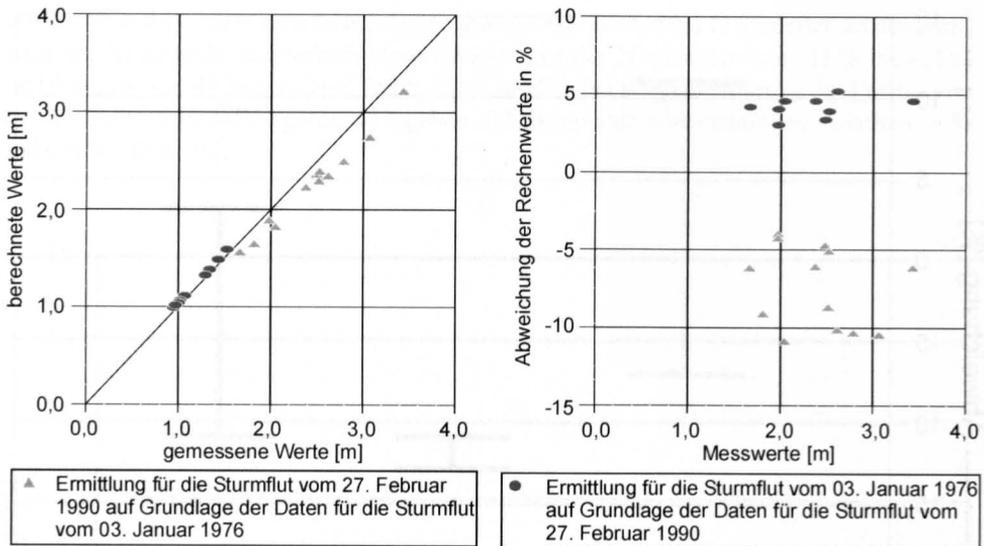


Abb. 18: Verifikation des Extrapolationsverfahren mit dem Ansatz nach VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND für die Daten der Dithmarscher Küste (links: Streudiagramm; rechts: Fehler)

5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Bereits Albert BRAHMS hatte die Einmessung von Teek nach Sturmfluten empfohlen, um daraus den Wellenaufbau an See- und Ästuardeichen abschätzen zu können. Eine Umsetzung dieses Vorschlags ist erst seit der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 bekannt.

Nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 ist im Zuge von Überprüfungen der Deichsicherheit ein Verfahren zur Extrapolation von Teekmessungen zur Bestimmung des Bemessungswellenaufbaus entwickelt worden: Das Verfahren beruht auf der retrospektiven Ermittlung eines fiktiven Seegangs auf der Grundlage eingeführter Verfahren. Dieser fiktive Seegang kann – wie zumeist an Wattküsten gegeben – bei Wassertiefenabhängigkeit für den Bemessungsfall extrapoliert werden. Das Verfahren wird in seinen Grundzügen einschließlich möglicher Erweiterungen zusammenfassend dargestellt. Hierbei werden die seinerzeit implementierten Verfahrenskomponenten im Licht seither gewonnener Erkenntnisfortschritte kritisch diskutiert. Wesentliches Ergebnis bleibt aber vor dem Hintergrund erfolgreicher Verifikationen, dass offenbare Widersprüche sich innerhalb des für das Extrapolationsverfahrens typischen Regelkreises weitgehend kompensieren. Hieraus muss jedoch auch abgeleitet werden, dass die Zuverlässigkeit des Verfahrens nur für seine geschlossene Anwendung erwartet werden darf; die isolierte Anwendung von Verfahrenskomponenten birgt hingegen ein Fehlerrisiko.

Bisher war das Extrapolationsverfahren nur durch Vergleichsrechnungen mit den für die Ermittlung benutzten Messdaten auf seine Zuverlässigkeit geprüft worden. Im KFKI-Forschungsvorhaben Bemessungen auf Seegang wurden eingehende Untersuchungen vorgenommen, um die Zuverlässigkeit des Verfahrens so weitgehend wie möglich zu ergründen. Hierzu wurden die in den letzten Jahren zunehmend ausgeführte Teekmessungen inventarisiert und auf Plausibilität geprüft. Mit ausgewählten Daten konnte danach erstmals die Zuverlässigkeit des Verfahrens durch Hochrechnung von einer vorgegebenen Sturmflut auf

eine andere abgeschätzt werden, deren Daten keinen Eingang in die Rechnung gefunden haben. Die Ergebnisse weisen eine hohe Qualität aus; die Abweichungen liegen unter 10 %.

Hieran wird deutlich, dass mit dem Extrapolationsverfahren ein zuverlässiges Werkzeug zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von See- und Ästuardeichen vorliegt, das in seiner Genauigkeit durchaus konkurrenzfähig zur schulmäßigen Bestimmung des Bemessungswellenaufbaus über die Ermittlung des Bemessungsseegangs im Deichvorfeld und die Einbringung dessen kennzeichnender Parameter in eine der klassischen Wellenaufformeln ist. Voraussetzungen für eine zielführende Anwendung des Verfahrens sind vor allem:

1. Die Plausibilität der Daten muss gegeben sein, d. h. die Einmessung des Teek repräsentiert den Wellenaufbau einer Sturmflut.
2. Der Seegang vor dem Deich muss sowohl für die Ausgangsdaten als auch für den Bemessungsfall wassertiefenbegrenzt sein.
3. Bei Einhalten dieser Voraussetzungen ist die Anwendung des Extrapolationsverfahrens insbesondere in den Fällen als sicherer anzusehen als die schulmäßige Vorgehensweise, in denen
 - a.) die Ermittlung des Bemessungsseegangs im Deichvorfeld mit hohen Unsicherheiten behaftet ist,
 - b.) Unsicherheiten hinsichtlich des zu verwendenden Ansatzes zur Berechnung des Bemessungswellenaufbaus bestehen.

6. Danksagung

Diese Arbeit wurde im Forschungsvorhaben „Bemessung auf Seegang“ des KURATORIUMS FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN erstellt, das vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG; WISSENSCHAFT; FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE unter dem Kennzeichen MTK 0561 gefördert worden ist.

Die Autoren sind den Kollegen des Dezernats Hydrographie des Küstengebietes in der Forschungsstelle Küste des NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMTES FÜR ÖKOLOGIE für die sorgfältige Bearbeitung der Teekdaten und die redaktionelle Endbearbeitung des Berichts zu großem Dank verpflichtet, insbesondere den Herren Detlef Glaser, Thomas Hartkens, Dipl.-Inf. Jochen Fleßner und Georg Münkewarf. Besonders profitiert haben sie weiterhin von der eingehenden Unterstützung durch Bereitstellung von Daten und Mitwirkung bei Plausibilitätsprüfungen durch Kollegen örtlicher Küstenschutzdienststellen, insbesondere durch Herrn Dipl.-Ing. Hans-Gerd Coldewey von der NLWK-Betriebsstelle Norden (damals StAIK) und durch Herrn Dr.-Ing. Peter Wieland vom damaligen ALW Heide.

7. Schriftenverzeichnis

- ARBEITSGRUPPE KÜSTENSCHUTZ: Allgemeine Empfehlungen für den deutschen Küstenschutz. Die Küste, Jg. 4, 1955.
- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, I. Theil. Verl. H. Tapper, Aurich, 1754.
- BRAHMS, A.: Anfangs-Gründe der Deich- und Wasserbaukunst, Anderer Theil. Verl. H. Tapper, Aurich, 1757.
- BRETSCHNEIDER, C. L.: Field investigations of wave energy loss in shallow water ocean Waves. Beach Er. Booard, T. M. 46, 1954.
- DHI (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE): Bemessung von Deichen südliches Elbufer, Dkm 0-Dkm 25, Niedersachsen. Autorin: D. Mühlestein, 1995.

- ERCHINGER, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deichunterhaltung. Die Küste, H. 19, 1970.
- ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. Leichtweiß-Inst., H. 41, 1974.
- ERCHINGER, H. F.: Wave run-up in field measurements with newly developed instruments. Proc. 15th Int. Conf. Coast. Eng. Honolulu/Hi., USA, ASCE, New York, 1977.
- FÜHRBÖTER, A.: Äußere Belastungen von Seedeichen und Deckwerken in Brößkamp et al: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Verein. d. Naßbaggeruntern., 1976.
- GRÜNE, J.: Wave run-up caused by natural storm waves. Proc. 18th Int. Conf. Coast. Eng. Capetown, South Africa, ASCE, New York, 1983.
- HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakers. Proc. ASCE, Vol. 89. WW 3, 1959.
- INGENIEURKOMMISSION: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- INGENIEURKOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.
- KAISER, R.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F. u. NIEMEYER, H. D.: Wave climate study in Wadden Sea areas. Proc. 24th Int. Conf. Cost. Eng. Kobe Japan, ASCE, New York, 1995.
- KRAMER, J.: Sturmflut 1962. Verl. Spark. Norden, 1967.
- LUCK, G. u. NIEMEYER, H. D.: Albert Brahms und die Sturmflut von 1717. Die Küste, H. 35, 1980.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen. Die Küste, H. 29, 1976.
- NIEMEYER, H. D.: The estimation of design wave run-up on sea dykes in consideration of overtopping security. Proc. 17th IAHR-Congress Baden-Baden, 1977.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des Sturmflutseegangs im östlichen Jadebusen. Dienstber. Forsch.-Stelle f. Insel- u. Küstenschutz (unveröff.), 1980.
- NIEMEYER, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. Bundesministerium für Forschung u. Technologie, Forschungsber. MF 0203, 1983.
- NIEMEYER, H. D.: Case study Ley Bay: an alternative to traditional enclosure. Proc. 3rd Conf. Coast. Port Eng. i. Devel. Countr., Mombasa/Kenya, 1991.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F. u. KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Ber. Forsch.-Stelle Küste, Bd. 40, 1995a.
- NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; KAISER, R.; PETERS, K.-H. u. SCHNEIDER, O.: Estimation of design wave run-up on sea dykes under consideration of overtopping security by using benchmarks of flotsam. Proc. 4th Conf. o. Coast. & Port Eng. i. Develop. Countr., Rio de Janeiro/Brazil, 1995.
- NIEMEYER, H. D.: Ermittlung des Deichbesticks vor dem Augustgroden, Jadebusen, Ber. Forsch.-Stelle Küste, Bd. 41, 1997.
- PIERSON, W. J. u. MOSKOWITZ, L.: A proposed spectral form for fully developed wind seas based on the similarity theory of S. A. Kitaigorodski. J. Geophys. Res., Vol. 69, No. 24, 1964.
- PILARCZYK, K.: Sea Defences. Dutch Ministry of Transp. Publ. Works – Road Hydraul. Eng. Dep., Delft, 1987.
- SCHÜTTRUMPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. Franzius-Inst., H. 39, 1973.
- TAW (TECHNISCHE ADVIESCOMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN): Wave run-up and overtopping. Governem. Publ. Office. The Hague, 1974.
- TWB (TECHNISCH-WISSENSCHAFTLICHER BEIRAT): Empfehlungen der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und ihre Nutzenanwendung für den Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.
- VAN DER MEER, J. W. u. JANSSEN, J. P. F. M.: Wave run-up and wave overtopping at dikes and revetments. Delft Hydr. Pub. No. 485, 1994.
- VAN DER MEER, J. W. u. DE WAAL, J. P.: Waterbeweging op taluds. Delft Hydraul./Waterloopk. Lab. Rapp. H1256, 1993.
- VAN OORSCHOT, J. H. u. D'ANGREMOND, K.: The effect of wave energy spectra on wave run-up. Proc. 11th Int. Coastal Engineering Conference. 1968, 1968.

- WASSING, F.: Model investigations of wave run-up on dikes carried out in the Netherlands in the past twenty years. Proc. 6th Conf. Coast. Eng., ASCE, 1967.
- ZITSCHER, F. F.; SCHERENBERG, R. u. CAROW, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 33, 1979.

8. Symbole

- A_{97} : Wellenauflauf bei 3 % Überlauf [m]
 A_T : Wellenauflauf nach Teekgrenze [m]
 A_v : Vergleichswellenauflauf (beim Extrapolationsverfahren) [m]
 A_{vH} : Vergleichswellenauflauf nach HUNT-VINJE [m]
 A_{vMW} : Vergleichswellenauflauf nach VAN DER MEER und JANSSEN
 A_{vOA} : Vergleichswellenauflauf nach VAN OORSCHOT u. D'ANGREMOND
 $BWSt$: Bemessungswasserstand [NN +m]
 c_ϵ : Beiwert zur Wellenauflaufberechnung für die spektrale Breite des Seegangs
 g : Erdbeschleunigungskonstante = 9,81 [m/s²]
 h : Wassertiefe
 h_B : Wassertiefe beim Bemessungswasserstand
 h_m : Wassertiefe vor dem Deich bei der Bezugssturmflut
 H_B : Wellenhöhe bei Eintritt des Bemessungswasserstands [m]
 H_f : fiktive Wellenhöhe (beim Extrapolationsverfahren) [m]
 H_i : kennzeichnende Wellenhöhe einer gewichteten Teilzeitreihe [m]
 H_s : signifikante Wellenhöhe [m]
 H_{max} : maximale Wellenhöhe [m]
 $MThw$: mittleres Tidehochwasser einer Zeitreihe [NN +m]
 $1:n$: Neigung der Deichaußenböschung
 P_A : Auflaufpotential gewichteter Seegangparameter [m]
 sA_{MThw} : säkularer Anstieg des mittleren Tidehochwassers [m/100 a]
 $\tan\alpha$: Neigung der Deichaußenböschung
 T_f : fiktive Wellenperiode (beim Extrapolationsverfahren) [s]
 T_i : kennzeichnende Wellenperiode einer gewichteten Teilzeitreihe [s]
 T_p : mit dem Energiedichtemaximum korrespondierende Periode [s]
 u : Windgeschwindigkeit [m/s]

Windstauentwicklung in dem Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee bei Sturmflutwetterlage

Von HORST LASSEN, WINFRIED SIEFERT[†] u. GABRIELE GÖNNERT

Zusammenfassung

In der folgenden Arbeit werden zunächst allgemeine Kriterien zur Bewertung stündlich erfasster Gezeitenbewegungen auf der Forschungsplattform Nordsee (FPN) durch die Forschungsanstalt der Bundeswehr für Wasserschall und Geophysik diskutiert. Die nach einfachen Berechnungsmethoden aufbereiteten täglichen Gezeiten sind unter Einbeziehung des mittleren Meeresspiegels (MSL) auf PN = NN -5 m beschickt und in monatlichen Wasserstandslisten zusammengefasst worden. Eine Untersuchung hinsichtlich Aussagefähigkeit und Zuverlässigkeit der berechneten Scheitelwerte über eine Differenzanalyse mit zeitgleichen Daten des Pegels Helgoland lieferte für den mittleren Tidebereich eine hinreichende Übereinstimmung von Zeit- und Höhenabweichungen. Für Gezeitenbetrachtungen erwiesen sich die abgeleiteten Gezeiten als prinzipiell geeignet.

Anschließend wird anhand von 10 Sturmtiden an der FPN aus dem Zeitraum 1979 bis 1992 die Windstauentwicklung im Zusammenhang mit den Ergebnissen aus dem KFKI-Projekt „Windstauanalysen in der Nord- und Ostsee“ (GÖNNERT, 1999) analysiert. Damit ist es möglich während einer Sturmflut die zeitliche Entwicklung von Windstaustrukturen in der südöstlichen Nordsee von Tiefwasserbereich bis in den Flachwasserbereich des Küstenvorfeldes zu erstellen.

Summary

Hourly water surface elevations recorded at the Research Platform North Sea (FPN) located in the centre of the German Bight of the North Sea were processed in order to define tidal parameters and the Mean Sea Level (MSL). Correlation with data recorded at the gauge 'Heligoland' showed a satisfactory match. Data are suited for a comprehensive tidal analysis.

Based on this, 10 storm surges recorded between 1979 and 1992 at the gauges 'Heligoland' and 'Cuxhaven' were analyzed using findings from the KFKI-project 'Analysis of Wind Set-Up in the North and Baltic Sea' (GÖNNERT, 1999). Results lead to a definition of wind set-up evolution in the Southern North Sea between deep and shallow water.

Inhalt

1. Einführung	88
2. Datenanalyse	88
2.1 Pegelnull, mittlerer Meeresspiegel	101
3. Windstauverhältnisse im Meeresbereich	104
3.1 Windverhältnisse	104
3.2 Seegangverhältnisse	105
3.3 Windstau im Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee	119
3.4 Auswertung	120
4. Zusammenfassung der Ergebnisse	124
5. Danksagung	124
6. Schriftenverzeichnis	124

1. Einführung

Im Mittelpunkt der Ausführungen zum KFKI-Projekt „Tideablauf und Meeresspiegel im Bereich der südlichen Nordseeamphidromie“ sind aus den umfangreichen Gezeitenbeobachtungen von Hochseepegeln und der Forschungsplattform Nordsee (FPN) aktuelle Gesetzmäßigkeiten zur Gezeitendynamik für den Tiefwasserbereich der südlichen Nordsee entwickelt und in Abbildungen dargestellt worden (LASSEN u. SIEFERT, 1996). Die Analyse führte durch die Strukturierung des Hochseepegelnetzes zu einer wesentlichen Erweiterung bisher vorliegender Erkenntnisse zum Gezeitenablauf in dem Seegebiet. Es stellte sich aber auch heraus, dass das vorhandene Datenmaterial der Hochseepegel nicht ausreichte, um eine zuverlässige Sturmflut- bzw. Windstauanalyse für diesen Bereich zu erstellen. Sie ist daher zu diesem Zeitpunkt nicht in Betracht gezogen worden. Hauptprobleme bei der Realisierung von Windstauanalysen sind die teilweise unüberwindlichen Hürden bei der Auswertung der erforderlichen Daten, die u.a. durch unzureichende Erfassung von Wasserständen, der Meteorologie oder durch Pegelausfall bedingt sind. Ähnliche Schwierigkeiten machten sich auch bei der Beschaffung von Sturmflutdaten der FPN bemerkbar. Laut Auskunft des ehemaligen Betreibers der FPN, der „Reedereigemeinschaft Forschungsschiffahrt GmbH, Bremen“, sind die jährlichen Aufzeichnungen des Analogpegels mit Ausnahme der Jahre 1987 und 1988 als unwiderbringlich verloren anzusehen. Nach Außerdienststellung der FPN sind die Tideaufzeichnungen vernichtet worden, da seitens angesprochener Verwaltungen kein Bedarf an dem Datenmaterial bestand. Gleichzeitig gab es aber auch den Hinweis, dass bei der Forschungsanstalt der Bundeswehr für Wasserschall und Geophysik (FBWG) Pegeldata der FPN von 1979 bis 1992 vorhanden sind. Im Rahmen einer Dateneinsicht konnte festgestellt werden, dass in diesem umfangreichen Datenmaterial auch Informationen über Sturmtiden enthalten sind, die es sinnvoll erschienen ließen, unter diesen Voraussetzungen für den Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee Windstaukurven abzuleiten, um diese mit den entsprechenden von Helgoland und Cuxhaven zu vergleichen. Aus der Analyse zeitgleicher Veränderungen der örtlichen Windstaustrukturen zu den entsprechenden mittleren Tidekurven lässt sich der Windstauverlauf vom freien Meer (FPN) über Helgoland bis zur Küste (Cuxhaven) mit Auswirkungen zum Sturmflutgeschehen darstellen. Diese Pegel wurden ausgewählt, da sie den Übergang vom Tiefwasserbereich zur Küste bilden und auf einer Linie bei nordwestlichen Winden liegen. Von Interesse ist diese Entwicklung, da der Windstau abhängig ist von der Wassertiefe (TOMCZAK, 1952). Mit abnehmender Wassertiefe steilt sich der Windstau auf und wird höher.

Da im KFKI-Projekt „Windstauanalysen in Nord- und Ostsee“ Sturmfluten und deren Windsituation von Helgoland und Cuxhaven analysiert wurden, erfolgte die vorliegende Arbeit im Rahmen des vom BMBF geförderten Projektes. Darauf basieren auch Daten und Definitionen. Anzumerken bleibt, dass die FBWG ihre Pegelprotokolle aus den Jahren 1979, 1980, 1981, 1982, 1983, 1987, 1988, 1990, 1991 und 1992 freundlicherweise zur Verfügung stellte.

2. Datenanalyse

Die täglichen Pegelprotokolle der FBWG enthalten neben Angaben stündlicher Wasserstände auch die informativen meteorologischen Daten mit Hinweisen auf allgemeine Wetterangaben (Tab. 1a u. 1b). In den Protokollen fehlen aber Angaben zu den Scheitelwerten der Gezeit wie Eintrittszeit und Scheitelhöhe. Das Problem der vorliegenden Arbeit lag so-

Tab. 1a: Wetter- und Pegeldaten der Forschungsplattform Nordsee (Abschrift aus Protokoll)

Uhrzeit	Wind Richtung (°)	Geschw. (Kn)	H1/3 (m)	Wellen		Wassertemp.			Luft Temp. °C	Feuchte %	Sichtw. sm	Baro mbar	Pegel ü. örtl. SKN m	Bedeckg.	Allgemeine Wetterangaben und Bemerkungen
				Hmax (m)	Periode (sec)	°C	-4,5 m	-19 m							
01	280	33	2,9	4,5	5,7	5,4	5,2	7,1	100	6	1007,2	2,26	8		
02	280	34	3,9	5,6	6,7	5,4	5,2	6,9	100	5	1007,0	2,25	8	Sprühregen	
03	290	38	3,3	5,1	6,3	5,4	5,2	7,1	100	6	1006,5	2,11	8		
04	290	37	3,4	5,3	6,3	5,4	5,2	7,3	100	6	1006,2	1,97	8		
05	290	39	4,0	6,5	7,0	5,4	5,2	7,4	100	6	1006,2	1,75	8		
06	280	37	3,7	5,3	7,1	5,4	5,2	7,5	100	6	1006,6	1,43	8	Böen 48 Kn	
07	290	36	3,8	7,1	7,0	5,3	5,2	7,4	100	6	1006,8	1,17	7	Böen 46 Kn	
08	280	37	4,2	6,3	7,2	5,3	5,2	7,6	100	8	1007,2	1,08	7		
09	280	36	4,4	7,9	7,5	5,3	5,2	7,3	100	10	1007,2	1,10	8		
10	280	36	3,5	5,3	6,5	5,2	5,2	7,2	100	8	1007,5	1,35	7		
11	280	37	3,7	5,4	6,5	5,3	5,2	7,1	100	8	1007,7	1,53	8		
12	280	34	3,7	5,6	6,8	5,3	5,3	6,8	100	6	1007,1	1,75	8		
13	280	34	3,7	5,6	6,4	5,4	5,3	6,7	100	8	1007,7	2,03	8		
14	280	32	3,6	5,1	6,5	5,3	5,2	6,7	100	10	1006,8	2,10	7		
15	280	33	3,8	5,8	6,5	5,3	5,2	6,9	100	10	1006,4	2,05	8		
16	270	32	3,4	5,1	6,9	5,3	5,2	6,7	99	10	1006,4	1,87	8		
17	260	32	3,4	5,3	6,4	5,3	5,2	6,5	99	10	1005,9	1,65	8		
18	260	35	3,1	4,6	6,2	5,3	5,2	6,6	100	8	1005,6	1,43	8		
19	270	33	3,3	6,0	6,7	5,3	5,2	6,9	99	10	1005,2	1,18	8		
20	250	34	3,8	6,5	6,5	5,3	5,2	6,7	99	8	1004,3	1,05	8	Böen 46 Kn	
21	250	35	3,5	5,2	6,2	5,2	5,2	6,8	99	8	1003,3	1,20	8		
22	250	36	3,8	7,7	6,8	5,2	5,2	6,7	99	8	1002,3	1,44	8		
23	250	41	3,7	5,2	6,9	5,3	5,2	6,8	99	8	1000,4	1,67	8	Sturmböen 48 Kn	
24	240	42	3,9	7,9	6,1	5,3	5,2	6,8	99	6	998,7	1,99	8	Sturmböen 50 Kn	

Tab. 1b: Wetter- und Pegeldaten der Forschungsplattform Nordsee (Abschrift aus Protokoll)

Uhrzeit	Wind Richtung (°)	Geschw. (Kn)	H1/3 (m)	Wellen		Wassertemp.		Luft Temp. °C	Feuchte %	Sichtw. sm	Baro Pascal	Pegel ü. örtl. SKN m	Bedeckg.	Allgemeine Wetterangaben und Bemerkungen
				Hmax (m)	Periode (sec)	°C -4,5 m	°C -19 m							
01	250	1	3,3	5,4	6,6	7,6	6,5	6,3	95	10	1003,8	1,91	3	Böen 40 Kn
02	250	30	3,2	5,4	6,7	7,6	6,5	6,1	93	8	1003,7	2,18	6	Böen 38 Kn
03	240	32	3,3	5,6	6,7	7,6	6,5	5,9	95	10	1004,2	2,22	7	Böen 38 Kn
04	250	31	3,2	5,2	7,1	7,6	6,5	5,9	96	10	1004,7	2,05	7	Böen 38 Kn
05	250	32	3,5	5,6	7,4	7,6	6,5	5,9	90	10	1005,0	1,97	6	Böen 40 Kn
06	240	33	3,6	6,0	7,4	7,5	6,5	5,7	88	10	1004,4	1,84	3	Böen 42 Kn
07	230	33	4,0	6,6	8,0	7,5	6,5	5,9	91	10	1003,4	1,43	3	Böen 44 Kn
08	220	36	3,8	6,0	7,8	7,5	6,5	5,8	83	12	1002,7	1,05	4	Böen 44 Kn
09	200	33	3,7	5,7	7,6	7,5	6,5	5,0	100	8	1002,3	0,80	6	Böen 46 Kn
10	210	37	3,8	6,5	7,7	7,5	6,5	4,9	100	8	1000,8	0,69	8	Böen 48 Kn
11	200	39	3,6	5,7	7,4	7,5	6,5	4,2	100	6	999,5	0,96	8	Böen 50 Kn
12	190	41	3,7	6,0	7,2	7,5	6,5	4,5	94	5	997,6	1,13	7	Böen 50 Kn
13	190	47	3,9	6,4	7,0	7,6	6,5	4,7	100	5	995,3	1,36	8	Schauer/Böen 54 Kn
14	190	45	3,9	6,1	7,2	7,7	6,5	4,2	100	3	993,2	1,59	8	Regen/diesig/Böen 64 Kn
15	190	40	4,2	7,3	7,1	7,7	6,5	4,6	97	3	990,9	1,85	8	Regen/diesig/Böen 66 Kn
16	200	45	4,6	8,2	7,8	7,7	6,5	5,6	100	5	989,9	1,92	8	Regen/diesig/Böen 62 Kn
17	210	36	5,1	7,8	7,3	7,7	6,5	6,5	100	6	989,6	1,68	7	Regen/diesig/Böen 54 Kn
18	210	37	4,9	7,5	8,0	7,7	6,5	6,8	100	6	989,1	1,57	7	Regen/diesig/Böen 48 Kn
19	250	38	4,2	7,6	7,3	7,7	6,5	2,7	100	5	988,7	1,21	8	n. Graupelschauer Wetterleuchten 54 Kn
20	210	29	4,0	7,2	7,6	7,7	6,4	6,3	95	8	987,3	0,78	4	Böen 42 Kn
21	210	31	3,4	6,4	7,2	7,6	6,4	6,5	98	8	986,3	0,62	4	Böen 42 Kn
22	220	34	3,3	4,9	6,9	7,6	6,4	6,9	85	8	986,1	0,75	6	Böen 50 Kn
23	210	36	3,6	5,9	7,0	7,6	6,4	6,4	93	8	985,2	0,90	4	Böen 49 Kn
24	210	33	3,8	6,6	7,3	7,6	6,4	5,9	98	8	985,0	1,18	3	Böen 50 Kn

mit vorerst im Wesentlichen in der Bestimmung dieser Werte. Aus den Veränderungen stündlicher Wasserstände um den zu erwartenden Scheitelintritt konnten Höhen und Eintrittszeiten nach dem Schätzverfahren von GUYON mit annehmbarer Genauigkeit hergeleitet werden. Eine schlüssige Formelableitung wird um 1900 in den Comptes de l'Académie des Sciences behandelt.

$$T = T_2 + \frac{a-b}{a+b} \times 30$$

T = gesuchte Eintrittszeit, Verbesserung in min.

$$H = H_2 + 1/8 \frac{(a-b)^2}{a+b}$$

H = gesuchte Höhe, Verbesserung in cm

$$H_2 - H_1 = a \quad H_2 - H_3 = b$$

$$H_1 < H_2 > H_3 \text{ für Thw}$$

$$H_1 > H_2 < H_3 \text{ für Tnw}$$

H_1, H_2, H_3 sind stündliche Wasserstände in cm vor, um und nach dem genäherten Scheitel.
 T_2 = Zeitstunde vor oder nach dem genäherten Scheitelintritt.

Die Zuverlässigkeit der nach der Näherungsformel berechneten Scheitelwerte hängt von der Messgenauigkeit stündlicher Wasserstände ab. Vorausgehend war daher zu beurteilen, ob die stündlichen Pegelraten die Tidecharakteristik für den Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee mit ausreichender Genauigkeit wiedergeben. Die Pegelunterlagen enthalten hierzu keine Vorinformationen. Da in diesem Fall strenge Kriterien für Zuverlässigkeitsaussagen nur schwer zu erhalten sind, musste nach anderen Wertungen zum Nachweis von Aussagefähigkeit und Repräsentanz vorliegender Tidedaten gesucht werden. Die Herleitung der nötigen Anhaltspunkte für diese Analyse erfolgte daher über eine formale Analogie. Schätzverfahren, Gegenüberstellungen von Tidedaten und funktionale Beziehungen der Wasserstände zu denen des Vergleichspegels Helgoland lieferten einen Überblick über die Güte der Pegelraten FBWG. Zur fundierten Beurteilung der nach der Näherungsformel abgeleiteten Scheitelwerte mussten zuvor aus der vorhandenen Datenfülle stündlicher Wasserstände etwa 300 Tidekurven reproduziert und graphisch dargestellt werden. Aus diesen Tidekurven sind die Scheitelwerte der betr. Tide optisch bestimmt worden. Ein Vergleich der nach unterschiedlichen Systemen ermittelten Scheitelwerte ermöglichte eine Aussage über deren Zuverlässigkeit. Die graphischen Darstellungen der Tidekurven lieferten zusätzlich die für die Konstruktion einer mittleren Tidekurve benötigten halbstündigen Tidewerte von Tnw über Thw bis Tnw. Die mittleren Tidekurven sind ein bekanntes Hilfsmittel, um Veränderungen im örtlichen Gezeitenablauf betrachteter Kalenderjahre zu erkennen. (Die Abb. 1a bis 1g liefern einen Überblick über die entwickelten Tideverhältnisse aus stündlichen Wasserständen. Die Abb. 2a bis 2k geben eine Darstellung der mittleren Tideverhältnisse für verschiedene Jahre aus dem Analysezeitraum). Zusammenfassend ist als Ergebnis dieser Zuverlässigkeitsanalyse festzuhalten:

1. In den graphischen Darstellungen der Tidekurven sind, bis auf wenige Ausnahmen, keine Instabilitäten erkennbar. Die entwickelten mittleren Tidekurven zeigen in den verschiedenen Jahren eine befriedigende Übereinstimmung. Die täglichen Tidekurven der FPN ha-

ben eine ausgeprägte Ähnlichkeit mit den entsprechenden Tidekurven des Bezugspegels Helgoland.

2. Die nach unterschiedlichen Methoden bestimmten Gezeitenparameter weisen eine gute Übereinstimmung auf. Beide Berechnungsarten kommen zu fast gleichen Ergebnissen. Die Eintrittszeiten differieren um bis zu 10 min und die Scheitelhöhen um ± 2 cm.
3. Der direkte Vergleich der beobachteten Gezeiten des Analogpegels (1987, 1988 und 1992) mit denen des Hochseepegels auf dem Fundament der FPN (1992) vermittelt letztlich auch die Übereinstimmung zwischen den unabhängig voneinander bestimmten Eintrittszeiten und Höhen. Damit bestätigt sich die gute Auflösungsgenauigkeit berechneter Tiden nach dem Näherungsverfahren von GUYON. Bei der weiteren Vorgehensweise zur Ableitung der Scheitelwerte für 14 000 Tiden aus der vorliegenden Datenfülle mit Hilfe des Näherungsverfahrens konnte also davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse optimale Aussagen für tägliche Wasserstände liefern. Nach Überprüfung der errechneten Tiden durch relevante Zeit- und Höhenabweichungen zum Bezugspegel Helgoland sind die Scheitelhöhen auf örtliches Springtideniedrigwasser des Analogpegels (EGGE, 1979) beschriftet und mit den Eintrittszeiten in monatliche Wasserstandslisten als vorläufige Daten übernommen worden.

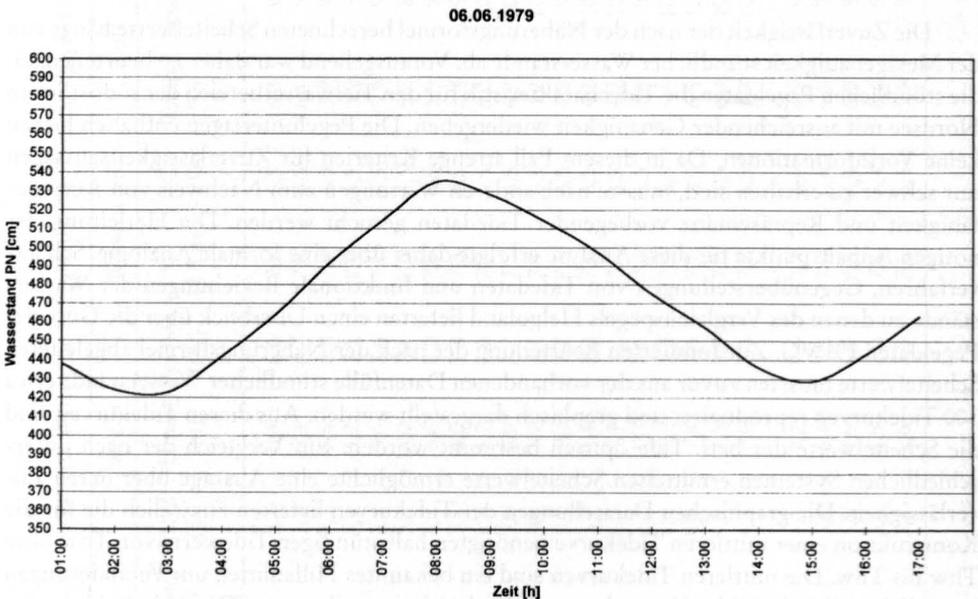


Abb. 1a: Die Tidekurve vom 6.6.1979 an der Forschungsplattform Nordsee

28.-29.06.1979

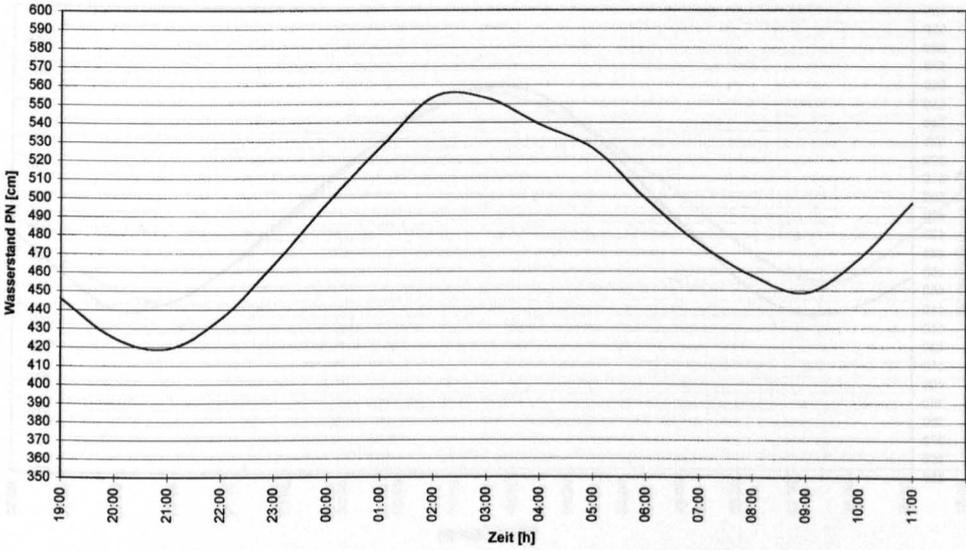


Abb. 1b: Die Tidekurve vom 28.-29.6.1979 an der Forschungsplattform Nordsee

07.05.1980

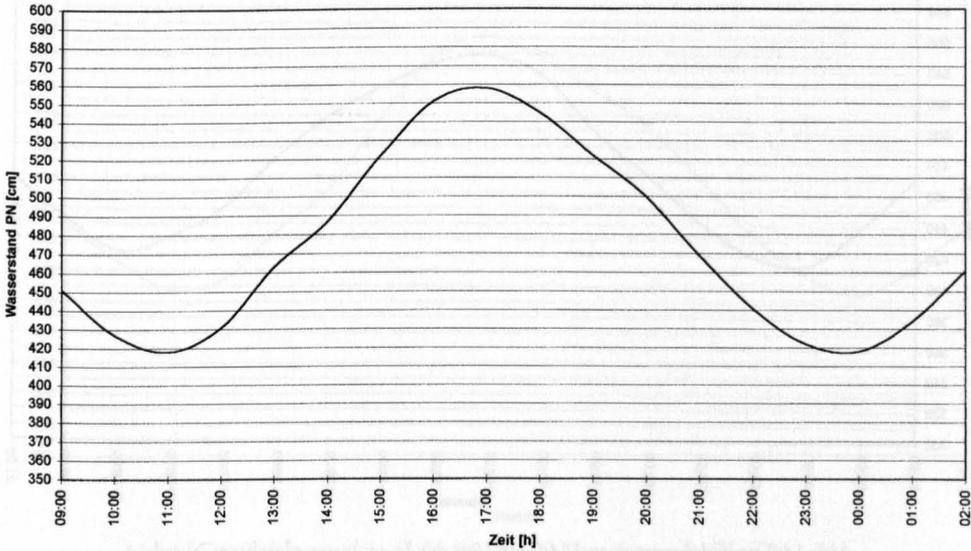


Abb. 1c: Die Tidekurve vom 7.05.1980 an der Forschungsplattform Nordsee

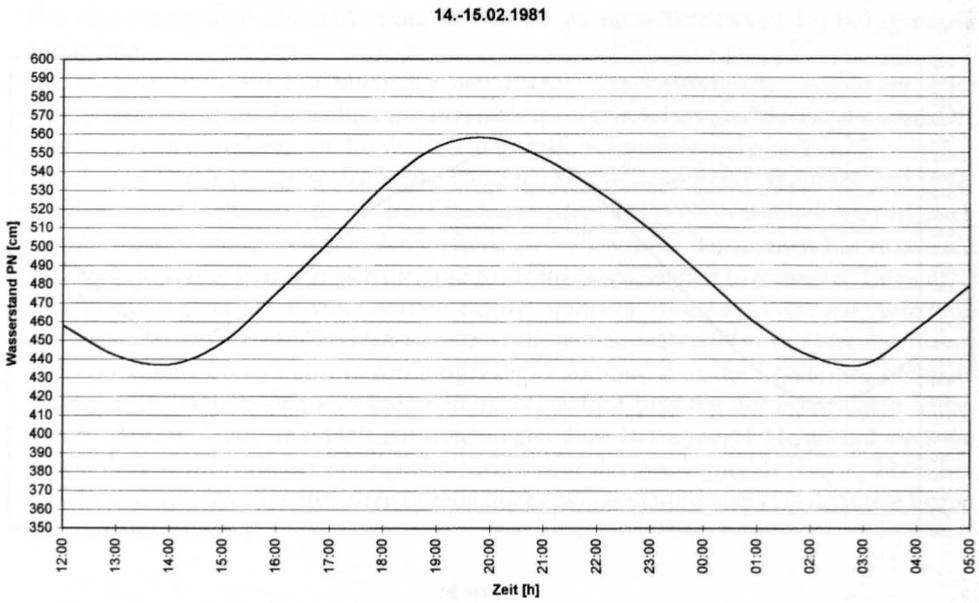


Abb 1d: Die Tidekurve vom 14. - 15.2.1981 an der Forschungsplattform Nordsee

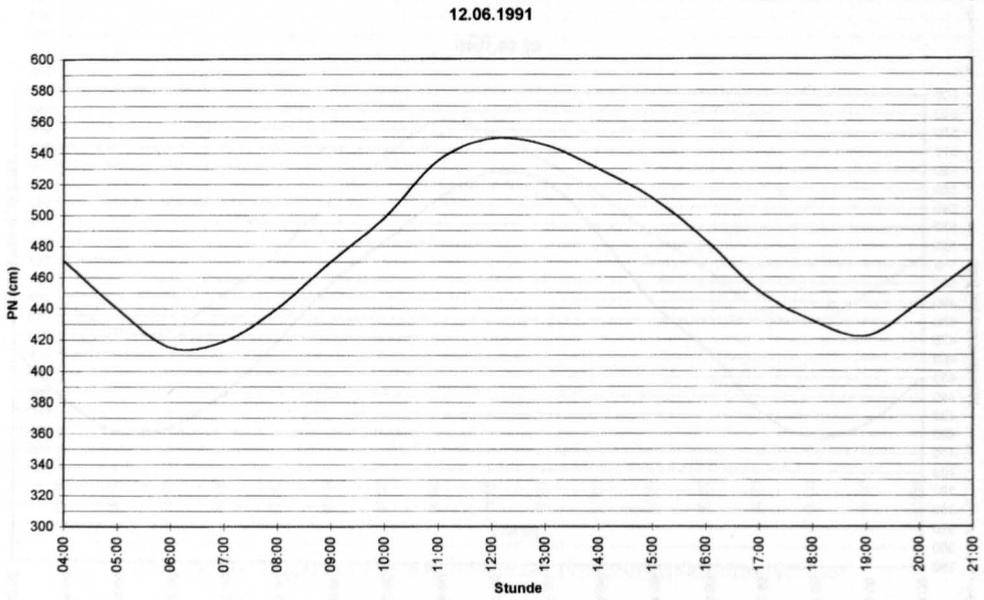


Abb 1e: Die Tidekurve vom 12.06.1991 an der Forschungsplattform Nordsee

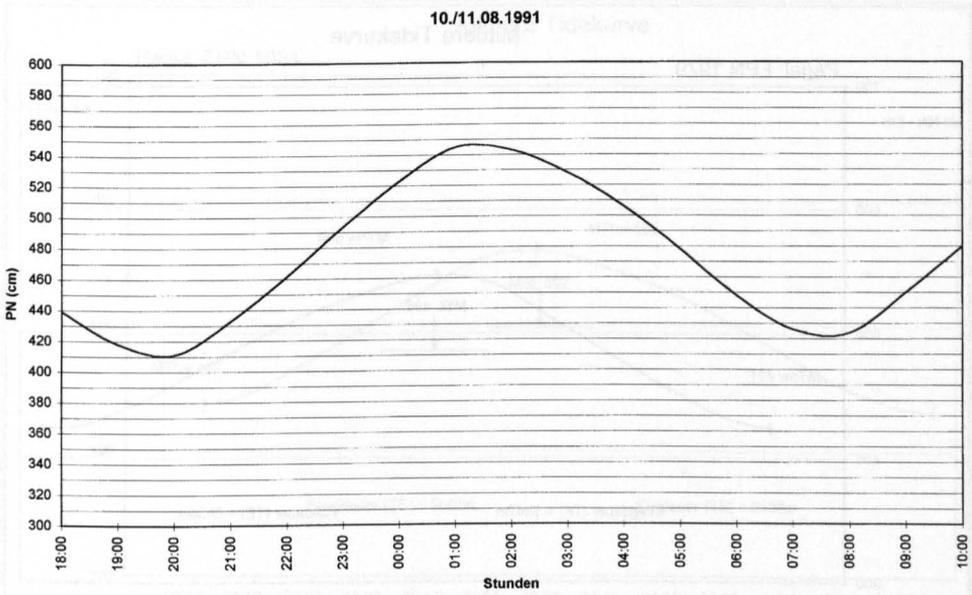


Abb. 1f: Die Tidekurve vom 10./11.08.1991 an der Forschungsplattform Nordsee

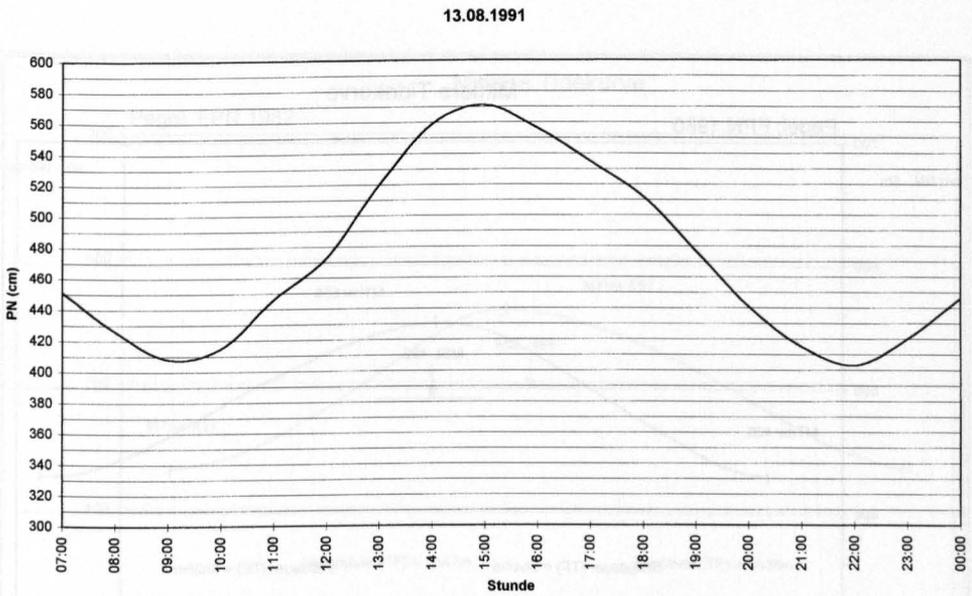


Abb 1g: Die Tidekurve vom 13.08.1991 an der Forschungsplattform Nordsee

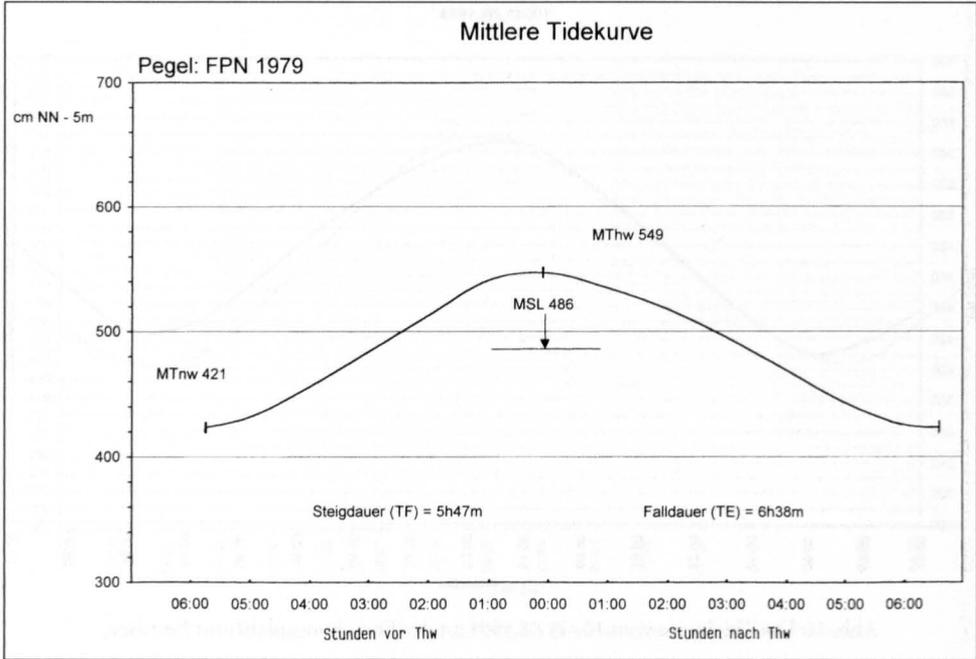


Abb. 2a: Die mittlere Tidekurve für 1979 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

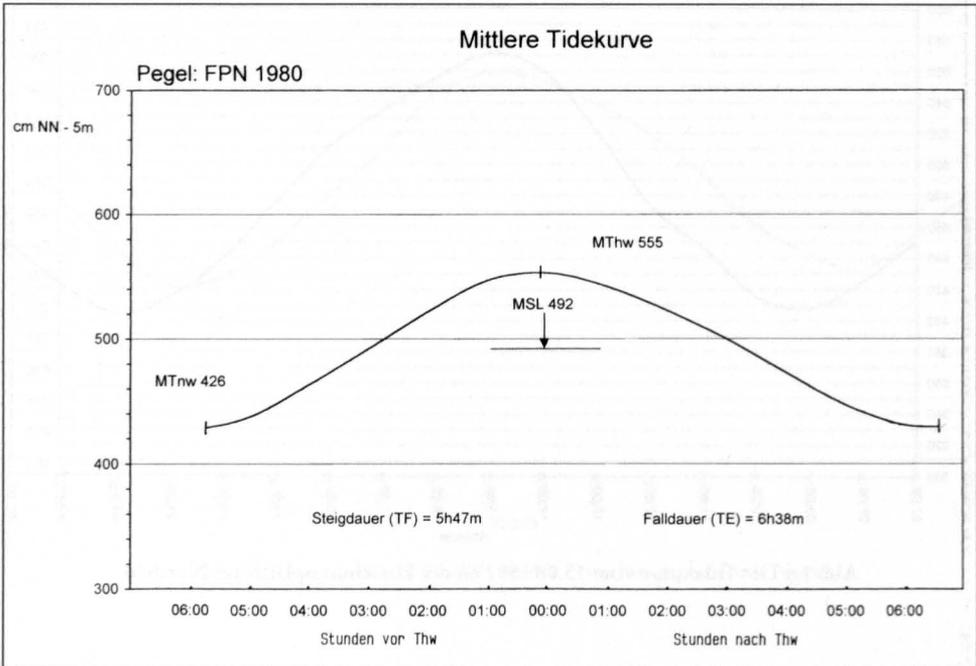


Abb. 2b: Die mittlere Tidekurve für 1980 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

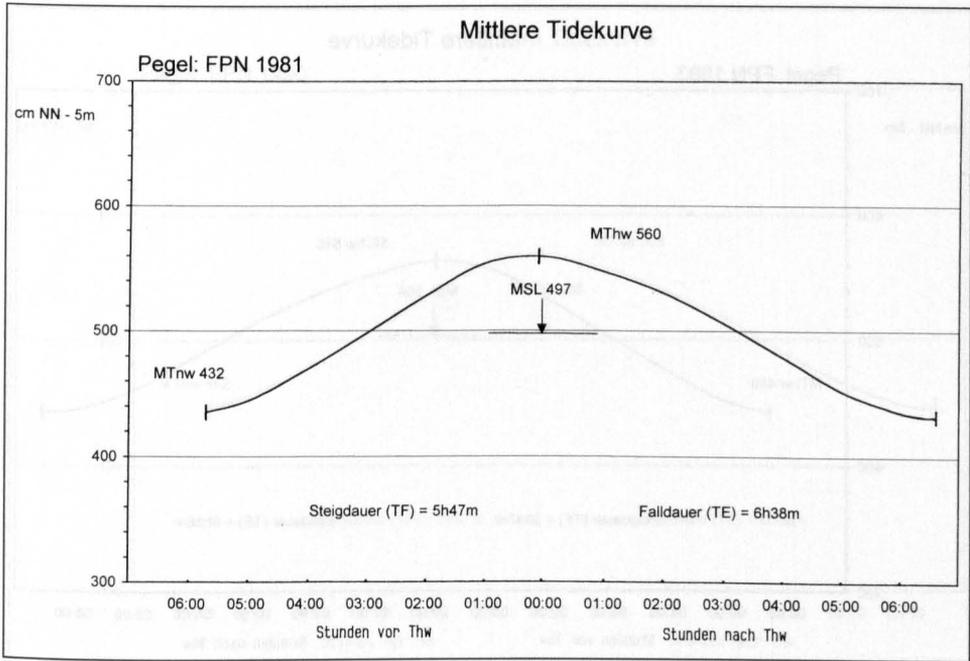


Abb. 2c: Die mittlere Tidekurve für 1981 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

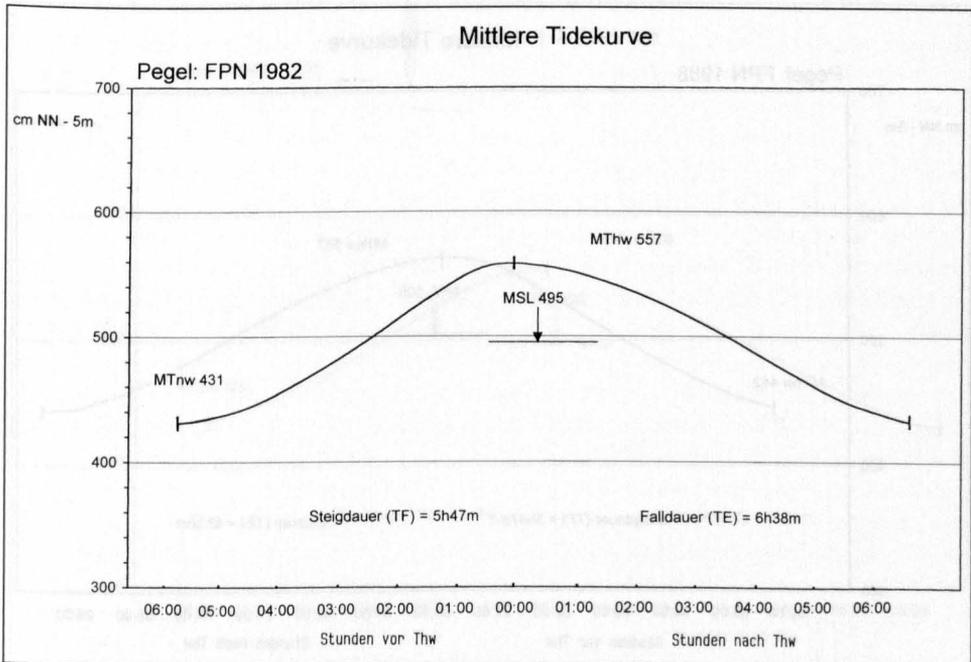


Abb. 2d: Die mittlere Tidekurve für 1982 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

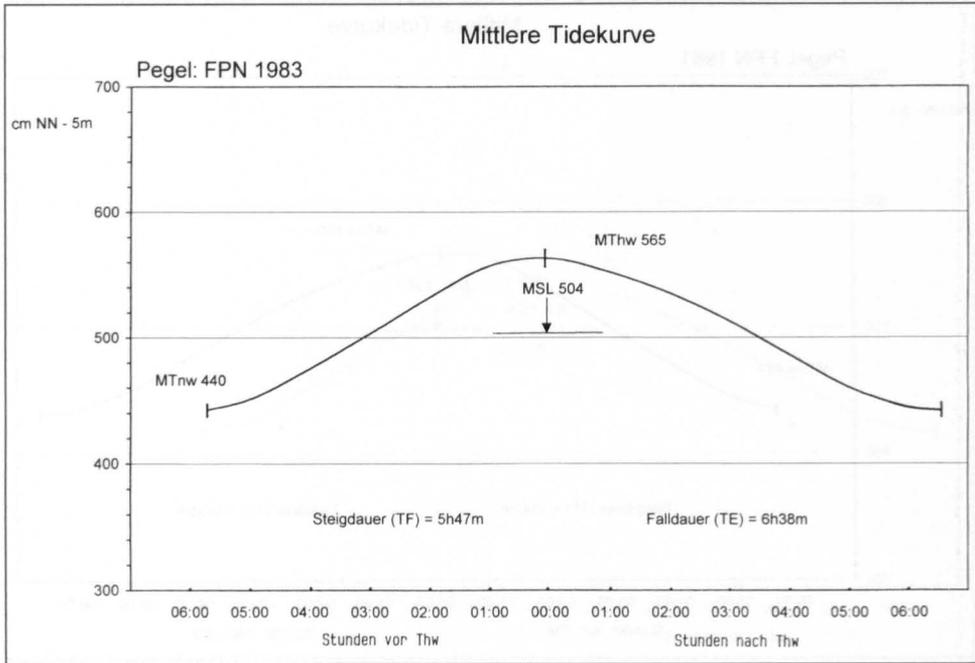


Abb. 2e: Die mittlere Tidekurve für 1983 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

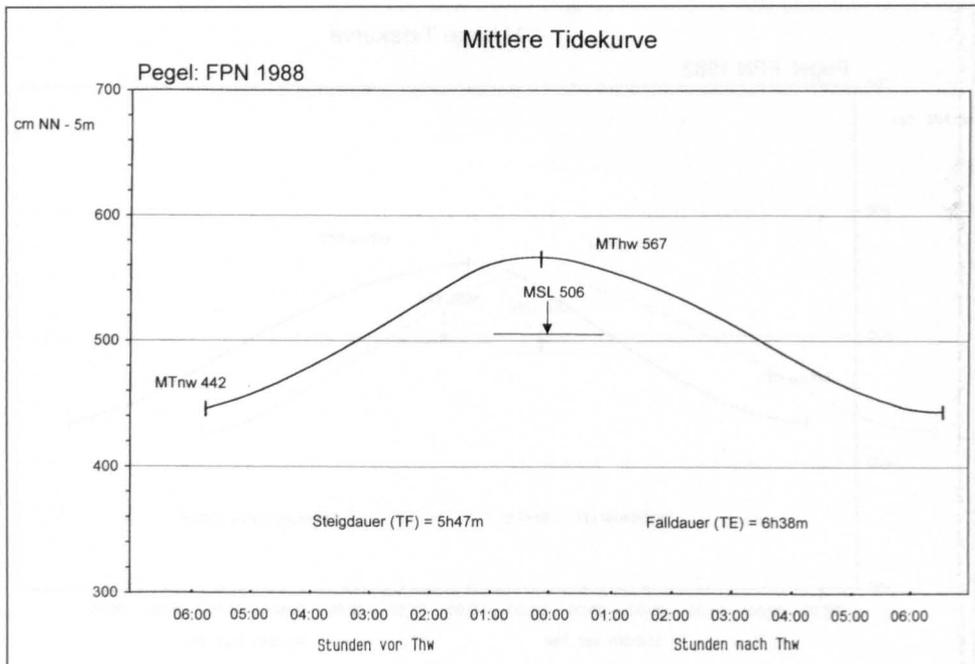


Abb. 2f: Die mittlere Tidekurve für 1988 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

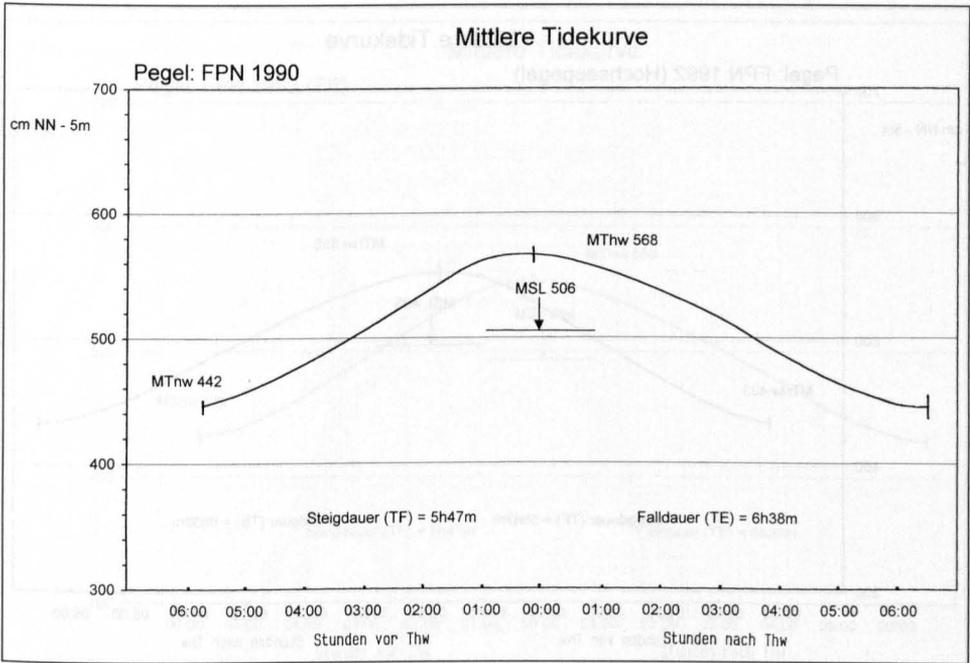


Abb. 2g: Die mittlere Tidekurve für 1990 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

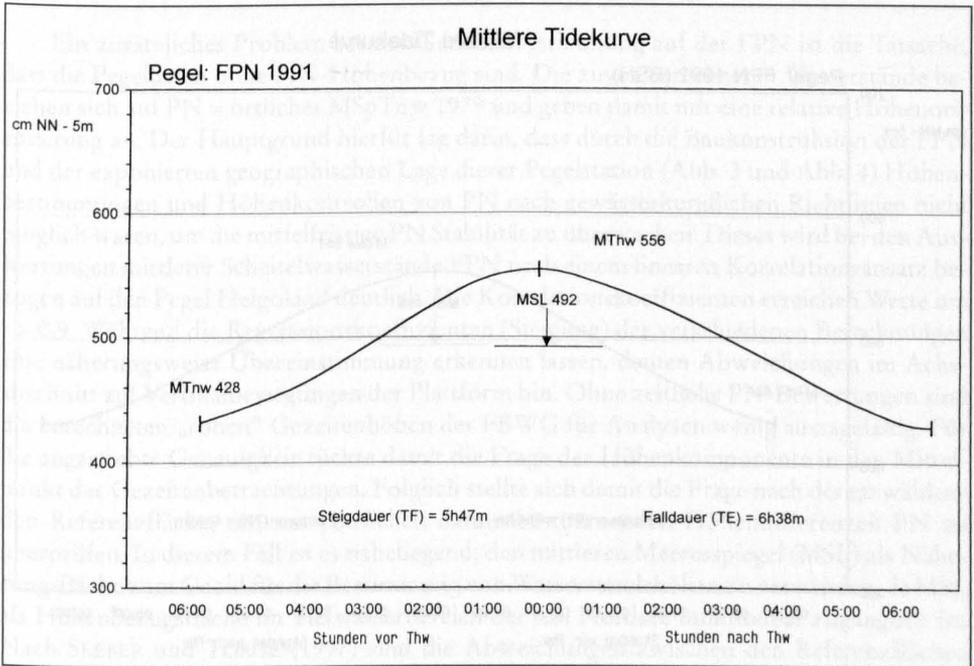


Abb. 2h: Die mittlere Tidekurve für 1991 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

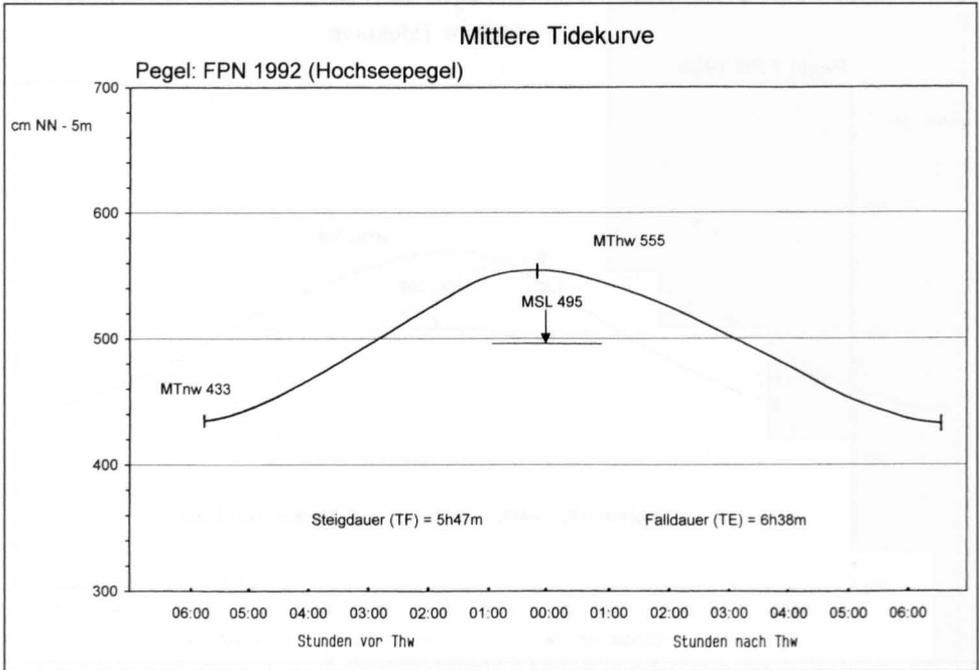


Abb. 2i: Die mittlere Tidekurve für 1992 am Hochseepegel FPN Nordsee (Daten BSH)

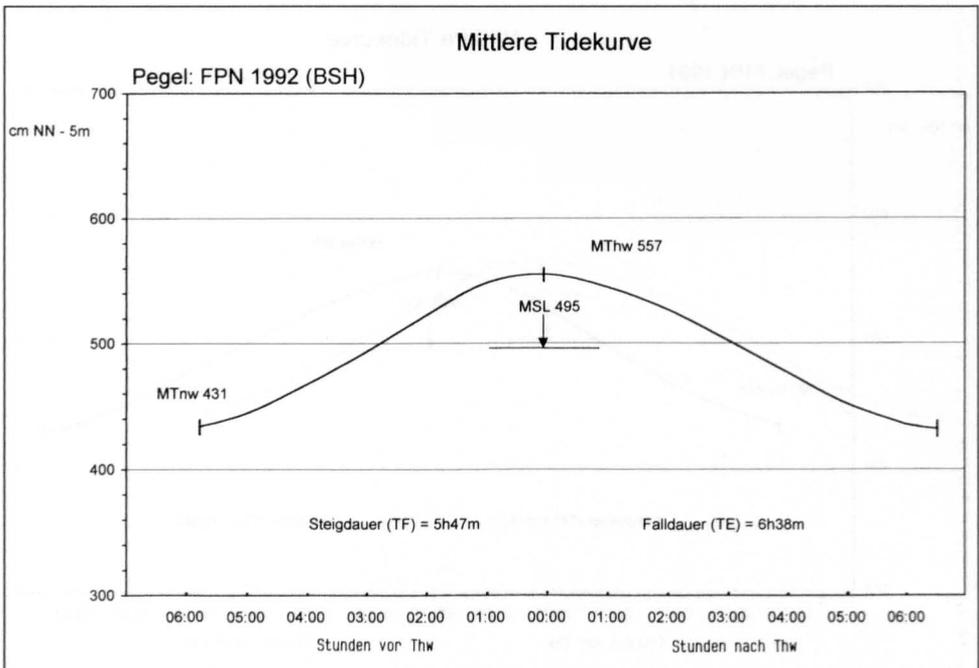


Abb. 2j: Die mittlere Tidekurve für 1992 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten BSH)

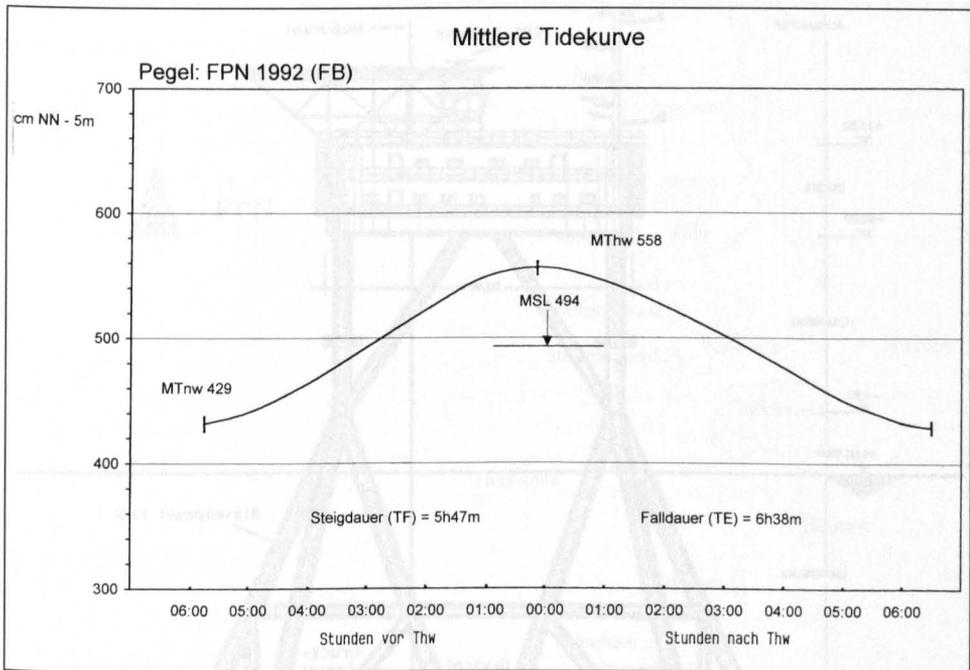


Abb. 2k: Die mittlere Tidekurve für 1992 an der Forschungsplattform Nordsee (Daten FBWG)

2.1 Pegelnull, mittlerer Meeresspiegel

Ein zusätzliches Problem bei der Gezeitenbestimmung auf der FPN ist die Tatsache, dass die Pegeldata ohne NN-Höhenbezug sind. Die zuvor berechneten Wasserstände beziehen sich auf PN = örtliches MSP_{Tnw} 1979 und geben damit nur eine relative Höhenorientierung an. Der Hauptgrund hierfür lag darin, dass durch die Baukonstruktion der FPN und der exponierten geographischen Lage dieser Pegelstation (Abb. 3 und Abb. 4) Höhenbestimmungen und Höhenkontrollen von PN nach gewässerkundlichen Richtlinien nicht möglich waren, um die mittelfristige PN Stabilität zu überwachen. Dieses wird bei den Auswertungen mittlerer Scheitelwasserstände FPN nach einem linearen Korrelationsansatz bezogen auf den Pegel Helgoland deutlich. Die Korrelationskoeffizienten erreichen Werte um $r > 0,9$. Während die Regressionskoeffizienten (Steigung) der verschiedenen Berechnungen eine näherungsweise Übereinstimmung erkennen lassen, deuten Abweichungen im Achsenabschnitt auf Vertikalbewegungen der Plattform hin. Ohne zeitliche PN-Bewertungen sind die berechneten „rohen“ Gezeitenhöhen der FBWG für Analysen wenig aussagefähig. Für die angestrebte Genauigkeit rückte damit die Frage der Höhenkomponente in den Mittelpunkt der Gezeitenbetrachtungen. Folglich stellte sich damit die Frage nach der zu wählenden Referenzfläche, um mit jährlichen datumsbestimmenden Höhendifferenzen PN zu überprüfen. In diesem Fall ist es naheliegend, den mittleren Meeresspiegel (MSL) als Näherungsfläche zum Geoid für die Bestimmung von Wasserstandshöhen zu verwenden, da MSL als Höhenbezugsfläche im Tiefwasserbereich der s.ö. Nordsee unmittelbar zugänglich ist. Nach SEEBER und TORGE (1997) sind die Abweichungen zwischen den Referenzflächen Geoid, Quasigeoid und NN im Meeresbereich < 1 cm. Vergleichbare Aussagen liefern LASSEN und SIEFERT (1996) nach eingehenden Untersuchungen zum MSL. Die MSL-Höhen-

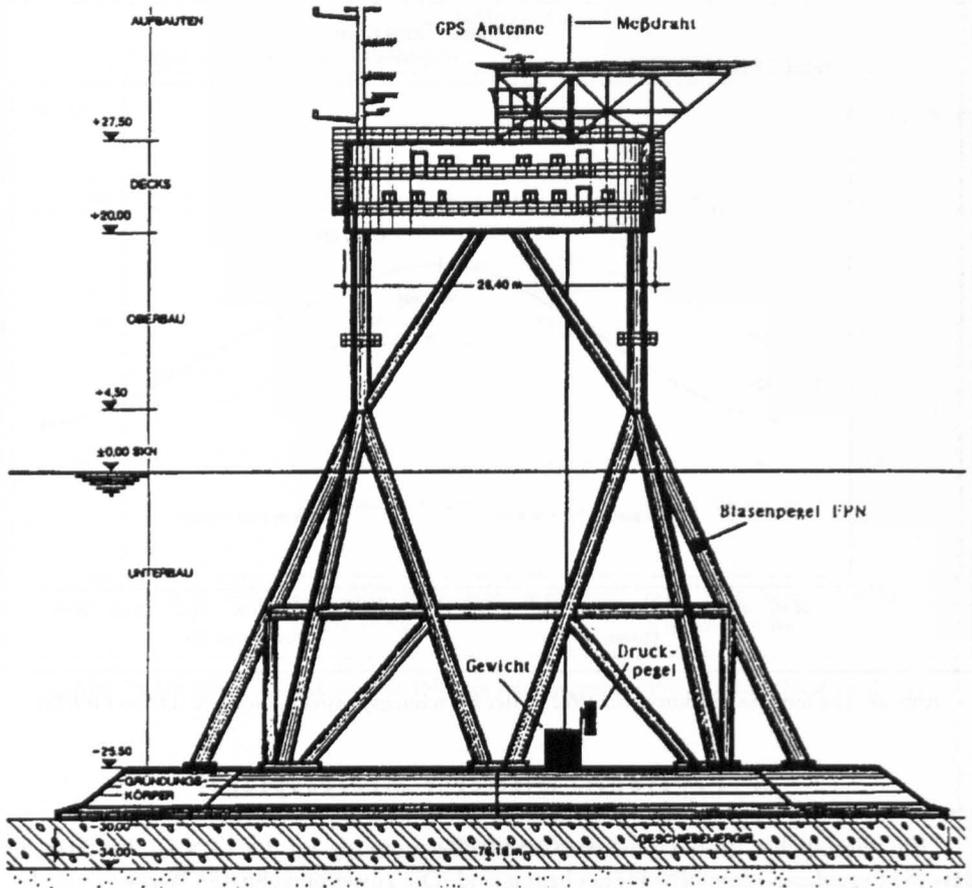


Abb. 3: Forschungsplattform Nordsee (aus: SEEBER et. al. 1995)

Pegel Helgoland und Pegel FPN sind äquivalent, d.h. MSL hat in der s.ö. Nordsee an den Pegelorten Helgoland und FPN nahezu die gleiche Höhe. Mit der Abweichung Δh (MSL Helgoland_[PN] minus MSL FPN_[relativ]) lassen sich die vorläufigen Wasserstandshöhen auf PN beschicken.

$$MSL_{\text{Hel (PN)}} = MSL \text{ FPN (vorläufige Höhe)} \pm \Delta h$$

$$\Delta h = MSL_{\text{Hel}} - MSL \text{ FPN (vorläufige Höhe)}.$$

Die vom BSH eingeführten jährlichen MSL-Höhen Helgoland werden mit der Datumsfestlegung $HN = NN + 26 \text{ cm}$ als bekannt vorausgesetzt. Die angenäherten jährlichen MSL-Höhen FPN sind aus den vorliegenden rund 8700 stündlichen Wasserständen des betreffenden Kalenderjahres ermittelt worden. Von Bedeutung sind die Genauigkeiten der zu vergleichenden MSL-Höhen, deren Distanz letztlich die Bestimmtheit der FBWG Tidehöhen beeinflusst. Ausgehend von vorausgegangenen Gezeitenanalysen im Meeresbereich ist hier von einer Genauigkeit der auf MSL bezogenen Höhen um $\pm 3 \text{ cm}$ bis $\pm 5 \text{ cm}$ auszugehen, wobei die Unstetigkeiten in der PN-Höhe des Bezugspegels auf das Ergebnis berücksichtigt werden müssen (LASSEN u. SIEFERT, 1996). SEEBER u. TORGE (1997) geben die Ge-

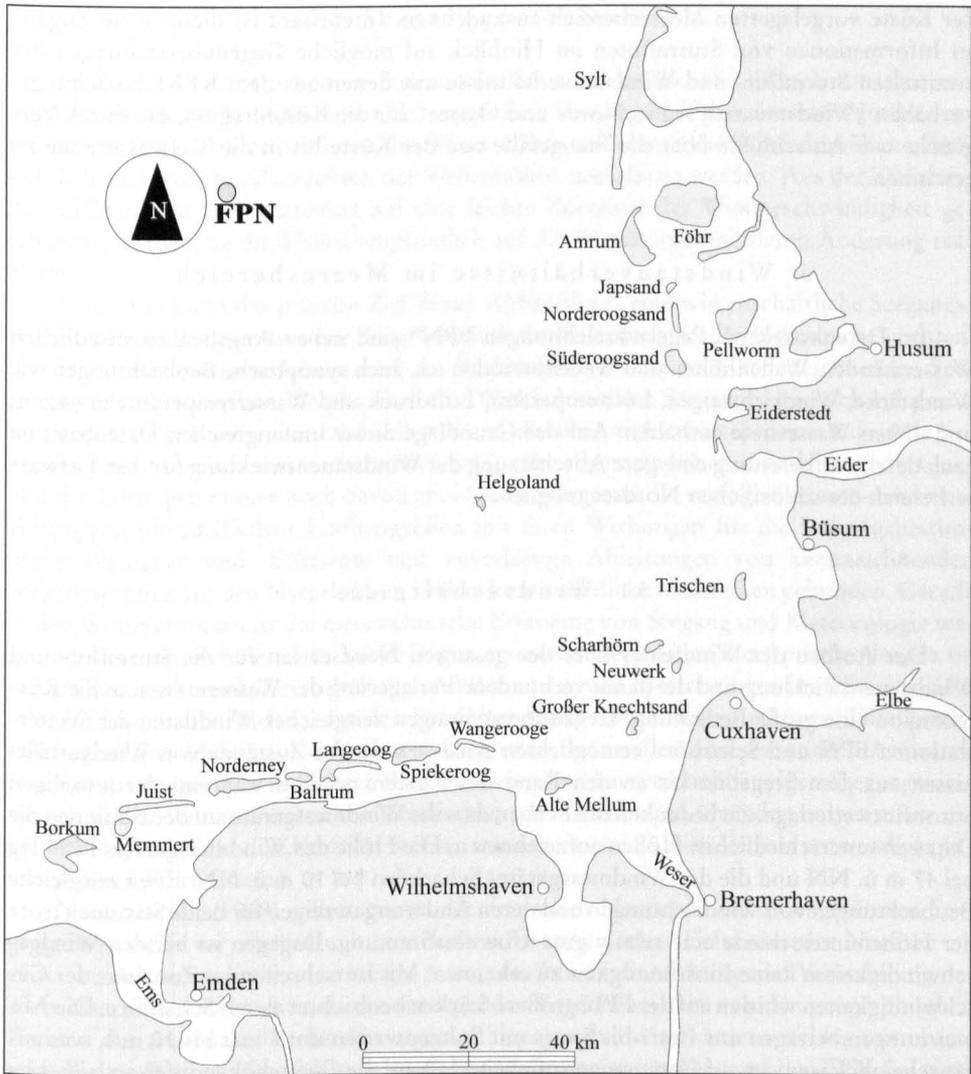


Abb. 4: Lageplan der FPN und ausgewählte Pegelstandorte

naugigkeit für PN Helgoland mit besser als 1 cm an. Diese Toleranz wird für eine PN-Höhe des Hochseepiegels durch die sicher schwierige Höhenübertragung vom GPS-Punkt auf dem Hubschrauberdeck zum Fundament der FPN (ca. 60 cm) nicht erreicht. So wird der Erwartungsbereich für die Genauigkeit der Gezeitenhöhen FBWG nach Auswertung einer großen Anzahl von Gezeitenbeobachtungen mit besser als ± 5 cm abgeschätzt. Zusammenfassend bleibt nach dieser sehr umfangreichen Datenanalyse von Wasserständen der FBWG festzuhalten, dass die aufgrund der Näherungsformel hergeleiteten und auf MSL (NN Höhe) beschickten Wasserstände die Charakteristik der Gezeitenbewegungen im Seegebiet zuverlässig, wenn auch nicht im 1-cm-Bereich, wiedergeben.

Mit der Verfügbarkeit von Sturmflutdaten aus den aufbereiteten Wasserstandsmessungen des Pegels FPN ist die Chance gegeben, Sturmflut- und Windstauanalysen bis in den

der Küste vorgelagerten Meeresbereich auszudehnen. Interessant ist dieser neue Zugang an Informationen von Sturmfluten im Hinblick auf mögliche Gegenüberstellungen der ermittelten Sturmflut- und Windstauverhältnisse mit denen aus dem KFKI Forschungsvorhaben „Windstauanalysen in Nord- und Ostsee“ für die Küstenregion, um durch Vergleiche u.a. Aufschlüsse über das Staugefälle von der Küste bis in die Tiefwasserzone zu gewinnen.

3. Windstauverhältnisse im Meeresbereich

Im Datenkollektiv „Pegelaufzeichnungen FPN“ sind neben Angaben zu stündlichen Wasserständen, Wellenhöhen und Wellenperioden u.a. auch synoptische Beobachtungen wie Windstärke, Windrichtungen, Lufttemperatur, Luftdruck und Wassertemperatur in $-4,5$ m und -19 m Wassertiefe enthalten. Auf der Grundlage dieser umfangreichen Datenbasis ist nach deren Aufbereitung eine gute Abschätzung der Windstauentwicklung für den Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee möglich.

3.1 Windverhältnisse

Der Aufbau des Windfeldes über der gesamten Nordsee hat für die Sturmflut- und Windstauentwicklung und die damit verbundene Verlagerung der Wassermassen in die Küstenregion eine große Bedeutung. Gegenüberstellungen zeitgleicher Winddaten der Wetterstationen FPN und Scharhörn ermöglichten Analysen der Ist-Zustände von Windverhältnissen aus dem Seegebiet bis an den Rand des Küstenvorfeldes während der jeweiligen Sturmflutwetterlage. Zu bedenken bleibt aber, dass die Windmessgeräte auf den Stationen die Daten in unterschiedlichen Höhen aufzeichneten. Die Höhe des Windmessgerätes FPN lag bei 47 m ü. NN und die des Windmessgerätes Scharhörn bei 10 m ü. NN. Etwa zeitgleiche Beobachtungen von Windrichtungen und deren Änderungen zeigen für beide Stationen trotz der Höhenunterschiede eine relativ gute Übereinstimmung. Dagegen ist bei den Windgeschwindigkeiten keine Einstimmigkeit zu erkennen. Mit fortschreitender Zunahme der Geschwindigkeiten wurden auf der FPN größere Stärken beobachtet als auf Scharhörn. Die Abweichungen betragen um 4 m/s bis 5 m/s mit Spitzenwerten um 7 m/s bis 10 m/s, was augenscheinlich weniger auf Geräteungenauigkeiten als auf die Gerätehöhendifferenz von etwa 37 m und abweichender Böigkeit des Windes zurückzuführen ist. ANTFANG (1969) weist in seinen Untersuchungen nach, dass die Windgeschwindigkeiten auf dem ehem. Feuerschiff ELBE 1 in 20 m Höhe im Monatsmittel um 1 m/s höher liegen als auf Scharhörn. Die Zusammenstellung der verschiedenen Windfelder bei Sturmfluten vom Seebereich bis an den Rand des Küstenvorfeldes (ca. 12 km vor der Küste) vergegenwärtigt, dass die Zu- und Abnahmen der Windgeschwindigkeiten sowie Windrichtungen im Analysebereich annähernd zeitgleich ablaufen. Die gemessenen Winddaten auf beiden Stationen sind vermutlich auch nicht ganz fehlerfrei, da der Einfluss durch die Trägerkonstruktion für den Anemographen nicht ganz ausgeschlossen werden kann. Dieser kurzgefasste Überblick zur Windentwicklung auf der FPN erfordert noch den Hinweis, dass bei verschiedenen Sturmfluten kurzfristige Windböen mit erheblichen Geschwindigkeiten um 40 m/s (150 km/h) registriert worden sind, die Auswirkungen auf die Wellenhöhen erkennen lassen.

3.2 Seegangsverhältnisse

Im Zusammenhang mit Sturmflutanalysen für die Nordsee muss, jedoch nur kurz und ohne Anspruch auf Vollständigkeit, der ungestörte Seegang im Tiefwasser der Nordsee erwähnt werden, da bei Sturmfluten die Wasserstände und damit die Windstauhöhen offensichtlich auch von den Zuwächsen der Wellenhöhen beeinflusst werden. Aus der Zunahme der Wellenhöhen kann durchaus auf eine leichte Zunahme der Windgeschwindigkeit geschlossen werden, da die Wellen empfindlich auf die Windstärke und deren Änderung reagieren.

Nun ist es nicht das primäre Ziel dieser Abhandlung, eine wissenschaftliche Seegangsanalyse zu erstellen, sondern nur die grundsätzliche Bedeutung des Problems zu beleuchten.

Die Bestimmungsverfahren nach der Spektralanalyse und nach kennzeichnenden Seegangsgrößen beschreiben die physikalische Wirklichkeit des Seeganges hinreichend genau und ergänzen sich teilweise. Und selbst, wenn die diesem Auswerteprozess zugrunde liegenden physikalischen und mathematischen Gesetze allgemein bekannt sind, hängt die Qualität der Lösungen immer noch davon ab, ob und wie genau die verfügbaren orts- und zeitabhängigen physikalischen Einflussgrößen mit ihren Wirkungen für die Seegangsbestimmung verfügbar sind. Effiziente und zuverlässige Ableitungen von kennzeichnenden Seegangsgrößen aus den Naturkräften sind an kontinuierliche Messreihen gebunden. Gerade in den Wintermonaten ist die messtechnische Erfassung von Seegang und Meteorologie wegen der seltenen und meist nur kurzfristigen extremen Wetterlagen nicht problemlos, da sie je nach Analysebereich die Vorhaltung und Betreuung von Messstationen im Küstenvorfeld oder im Seegebiet erfordern, um den Sturmflutablauf vollständig zu erfassen. Die Durchführung solcher Messungen erfordert einen großen finanziellen und personellen Aufwand. Das hat zur Folge, dass in vielen Fällen die weitgehenden wetterabhängigen Seegangsmessungen in den Wintermonaten aus technischen oder finanziellen Gründen teilweise nur erheblich eingeschränkt durchgeführt werden können, was u.U. zum Verlust notwendiger Informationen führen kann.

Nach SIEFERT (1969) sollten die an der deutschen Nordseeküste durchgeführten Seegangsmessungen vor allem durch eine Station im ungestörten Tiefwasser der Nordsee ergänzt werden, um weitere zuverlässige Aussagen über die Entstehung und Veränderung der Tiefwasserwellen zu machen, da die vorliegenden Ergebnisse stark von den geographischen Formen der angrenzenden Küsten und der Topographie des Küstenvorfeldes mit unterschiedlichen Wassertiefen abhängig sind. Die Wellenregistrierungen auf der FPN bei einer Wassertiefe von 27 m ergänzen die vorhandenen Seegangsmessungen bei Starkwinden aus der Küstenregion und geben für 10 Sturmtiden im Zeitraum von 1980 bis 1991 einen Überblick über die Strukturen der Tiefwasserwellen. Hieraus lassen sich Größenordnungen der auftretenden Veränderungen des auf die Küste zulaufenden Seeganges bei Annäherung an die Flachwasserzone des Küstenvorfeldes abschätzen. In diesem Bereich erfolgt ein deutlicher Zerfall der Wellenhöhen, der sich durch Beugung und Reflexion erklären lässt. Im Hinblick auf den Umfang einer Wellenanalyse für den Tiefwasserbereich kann eine vollständige Seegangsbestimmung in dieser Arbeit nicht erstellt werden. Angesichts der Problemstellung der vorliegenden Ausführungen erscheint es jedoch sinnvoll, eine Zusammenfassung über das vorhandene Datenmaterial „Sturmfluten FPN“ zu geben, um deren Einfluss auf das Geschehen zu erkennen. Zur Übersicht enthalten die Tab. 2 bis 12 beobachtete Wetterdaten und Wellenhöhen auf der FPN in Abständen von drei Stunden. Als kennzeichnende Wellenhöhe wird das Mittel aus einem Drittel der höchsten aller in einem zeitlich und örtlich begrenzten Bereich auftretenden Wellenhöhen (gemessen von Wellenberg zu Wellental) bezeichnet und

Tab. 2: Mittlere Wasserstände (Jahresmittel) für FPN, Helgoland und Cuxhaven

2.1 Luftdruck: langjähriger Mittelwert für die Nordsee nach BSH

1015 hpa

2.2 Mittlere Abweichungen der Scheitelwerte der Gezeiten von denen des Pegels Helgoland

Pegel	mittlere Eintrittszeitdifferenz		mittlere Höhendifferenz	
	dzF	dzE	Thw	Tnw
FPN	- 5 ^m	- 10 ^m	- 50 cm	+ 60 cm
Helgoland	0	0	0	0
Cuxhaven	+ 1 ^h 20 ^m	+ 1 ^h 20 ^m	+ 40 cm	- 20 cm

2.3 Jahreswerte GWJ (PN = NN - 5 m; HN = NN + 26 cm)

Jahr	Pegel			
	MTnw MThw MSL	FPN (cm)	Helgoland (cm)	Cuxhaven (cm)
1980	MTnw	426	366	341
	MThw	555	607	651
	MSL	492	492	506
1981	MTnw	432	372	348
	MThw	560	611	656
	MSL	497	497	512
1982	MTnw	431	372	347
	MThw	557	611	655
	MSL	495	497	511
1983	MTnw	440	381	360
	MThw	565	617	660
	MSL	504	504	520
1990	MTnw	442	383	363
	MThw	568	619	656
	MSL	506	506	519
1991	MTnw	428	367	349
	MThw	556	606	641
	MSL	492	492	504
1992	MTnw	433	371	353
	MThw	555	609	646
	MSL	495	495	509

Tab. 3a: Die Sturmflut (Nr. 138) vom 17.-19. 11. 1980: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Luft °C	Temperatur		Barograph mbar	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax m		Wasser°C	Wasser°C		
17.	21.00	205	21,0	2,7	5,1	11,2	8,8	8,6	989,4	
	00.00	200	20,0	2,7	5,2	10,8	8,9	8,6	986,6	
	03.00	210	20,0	2,7	5,5	10,8	8,9	8,6	984,9	
	06.00	210	20,0	2,7	5,5	10,1	8,9	8,6	983,3	
	09.00	220	25,2	2,8	6,0	10,1	9,0	8,7	992,4	
	12.00	245	20,6	2,8	6,0	9,4	8,9	8,7	984,2	
	15.00	260	26,2	3,0	7,0	8,4	9,0	8,7	985,2	
	18.00	290	25,1	2,8	5,5	7,7	9,1	8,8	990,4	
	21.00	305	24,1	3,0	7,5	8,4	9,1	8,8	997,6	
	00.00	300	20,1	3,0	7,0	6,6	9,3	8,7	1002,1	
19.	03.00	300	20,1	3,0	6,8	7,5	8,9	8,7	1005,5	

Wetterdaten:

Tab. 3b: Die Sturmflut (Nr. 138) vom 17.-19. 11. 1980: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum		FPN		Helgoland		Cuxhaven		Bemerkungen
		Eintrittszeit	Scheitelhöhe cm	Eintrittszeit	Scheitelhöhe cm	Eintrittszeit	Scheitelhöhe cm	
17.	Tnw	12.47	468	13.09	411	14.16	385	
	Thw	19.40	564	19.03	589	20.22	619	
18.	Tnw	0.57	496	1.18	451	2.55	425	Scheitelwasserstände in PN
	Thw	8.33	616	7.58	649	9.08	691	PN = NN - 5 m
	Tnw	13.49	453	13.50	522	15.12	543	HN = NN + 26 cm
	Thw	20.09	642	20.02	704	19.46	800	
19.	Tnw	2.46	543	3.00	492	4.30	491	
	Thw	8.03	629	8.25	643	9.32	743	

Tab. 4a: Die Sturmflut (Nr. 141) vom 3. 2. 1981: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur		Barograph	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Luft °C	Wasser °C		
Wetterdaten:									
2.	21.00	210	10,0	2,2	3,8	5,1	3,1	3,0	1006,7
	00.00	210	21,1	2,4	3,8	6,0	3,1	3,0	1003,0
3.	03.00	210	22,6	2,8	5,0	5,7	3,1	3,0	996,4
	06.00	230	26,8	3,8	7,6	6,6	3,1	3,1	985,0
	09.00	300	25,2	4,6	7,8	4,6	3,2	3,1	987,5
	12.00	290	14,4	2,4	4,8	5,5	3,2	3,2	994,3
	15.00	250	14,4	2,2	4,8	5,9	3,2	3,2	992,6
	18.00	250	14,9	2,0	3,2	5,6	3,2	3,2	990,6
	21.00	260	14,9	1,2	2,8	5,9	3,3	3,2	988,4
4.	00.00	260	14,4	1,9	3,2	4,5	3,3	3,2	984,5
	03.00	280	10,8	1,9	3,2	4,5	3,3	3,2	984,5

Tab. 4b: Die Sturmflut (Nr. 141) vom 3. 2. 1981: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum		FPN		Helgoland		Cuxhaven		Bemerkungen
		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	
2.	Tnw	16.05	454	16.30	401	17.40	388	
	Thw	22.27	564	22.31	608	23.14	650	
3.	Tnw	03.56	491	04.25	440	05.40	426	Scheitelwasserstände in PN
	Thw	10.25	612	10.25	714	10.59	849	PN = NN - 5 m
	Tnw	17.00	494	17.20	432	18.20	414	HN = NN + 26 cm
	Thw	22.56	621	22.56	668	-	-	
4.	Thw					00.09	723	

Tab. 5a: Die Sturmflut (Nr. 146/147/148) vom 23. - 25. 11. 1981: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur		Barograph	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Luft °C	Wasser °C		
23.	15.00	200	22	3,1	4,6	9,2	8,7	998,3	
	18.00	190	22	3,7	5,9	10,2	8,7	990,9	
	21.00	290	22	4,5	6,5	6,8	8,7	991,6	
	00.00	280	28	4,8	7,0	4,6	8,7	996,0	
	03.00	260	27	6,1	8,6	6,8	8,4	995,4	
	06.00	270	29	6,5	8,7	6,7	8,5	994,6	
	09.00	260	32	7,4	12,5	6,7	8,5	993,5	
	12.00	270	34	7,3	11,1	7,0	8,5	992,9	
	15.00	290	28	7,9	14,4	5,9	8,3	996,3	
	18.00	300	31	7,6	10,8	5,0	8,2	999,9	
25.	21.00	300	27	7,1	12,3	6,4	8,2	1002,4	
	00.00	300	26	6,2	11,9	4,4	8,3	1004,1	
	03.00	300	25	6,2	11,0	5,6	8,2	1007,7	
	06.00	300	23	5,6	8,9	5,0	8,1	1005,1	
									von 13.00-16.00 Uhr mit Spitzenböen um 41 m/s

Tab. 5b: Die Sturmflut (Nr. 146/147/148) vom 23. - 25. 11. 1981: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum	FPN			Helgoland			Cuxhaven			Bemerkungen
	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		
23.	Tnw	16.12	468	16.27	403	17.50	371			
	Thw	23.02	630	22.20	700	23.40	825			
24.	Tnw	03.11	611	03.58	599	05.50	655		Scheitelwasserstände in PN	
	Thw	11.03	770	10.30	846	10.31	951		PN = NN - 5	
25.	Tnw	16.54	653	17.15	600	18.59	635		HN = NN + 26 cm	
	Thw	22.20	743	22.39	796	23.41	903			
	Thw	05.50	588	05.24	535	06.56	544			
	Thw	10.28	655	11.20	711	11.56	794			

Tab. 6a: Die Sturmflut (Nr. 151/152) vom 16. 12. 1982: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Luft °C	Temperatur		Barograph	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m		Wasser °C	-4,5 m -19 m		
Wetterdaten:										
15.	18.00	250	23,7	5,0	8,0	10,8	7,6	7,4	975,8	
	21.00	260	23,2	4,8	9,8	10,1	7,6	7,4	973,7	
16.	00.00	300	25,7	5,2	8,3	5,9	7,4	7,7	974,9	
	03.00	280	24,7	5,7	8,6	6,0	7,6	7,4	977,4	
	06.00	280	24,7	7,6	11,9	9,8	7,6	7,4	979,5	
	09.00	280	22,6	6,6	11,1	9,8	7,5	7,3	981,5	mit Spitzenböen um 31 m/s
17.	12.00	270	22,6	5,8	9,7	4,5	7,5	7,3	983,1	
	15.00	260	21,6	4,6	8,1	6,4	7,5	7,3	982,5	
	18.00	280	15,9	5,3	8,0	5,7	7,3	7,1	980,8	
	21.00	270	22,6	5,3	7,4	3,4	7,3	7,1	980,1	
	00.00	300	19,5	6,0	10,0	5,3	7,5	7,2	981,1	
	03.00	290	14,9	4,4	7,6	6,1	7,5	7,3	983,8	

Tab. 6b: Die Sturmflut (Nr. 151/152) vom 16. 12. 1982: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum		FPN		Helgoland		Cuxhaven		Bemerkungen
		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	
15.	Tnw	17.35	538	18.05	505	19.31	516	Scheitelwasserstände in PN PN = NN - 5 m HN = NN + 26 cm
	Thw	00.38	682	00.54	755	02.17	829	
16.	Tnw	06.12	614	06.39	592	08.18	629	
	Thw	12.10	715	12.23	778	12.59	863	
17.	Tnw	18.58	581	18.39	525	20.20	526	
	Thw	00.02	649	00.30	711	01.31	797	
	Tnw	08.18	488	07.30	428	08.52	397	

Tab. 7a: Die Sturmflut (Nr. 153) vom 4. 1. 1983: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur		Barograph	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Luft °C	Wasser °C		
Wetterdaten:									
3.	21.00	210	12,3	2,4	3,7	5,2	8,3	5,6	1007,0
	00.00	230	11,3	2,2	3,2	4,8	8,3	5,6	1006,4
4.	03.00	240	13,4	2,3	4,3	5,5	8,1	5,6	1005,1
	06.00	230	12,3	2,1	3,2	4,8	8,3	5,6	1002,9
	09.00	190	15,4	1,8	3,1	4,7	7,7	5,7	997,7
	12.00	200	21,6	2,6	4,6	4,4	8,1	5,8	990,8
	15.00	330	24,2	3,1	5,0	6,0	5,6	5,7	990,6
	18.00	310	18,0	4,1	6,1	7,1	6,8	7,1	1002,4
5.	21.00	290	19,5	3,9	6,0	7,1	6,7	5,9	1004,1
	00.00	280	13,4	2,1	5,5	5,7	6,2	5,9	1011,4
	03.00	260	11,3	2,9	4,3	6,6	6,0	5,9	1012,5

Tab. 7b: Die Sturmflut (Nr. 153) vom 4. 1. 1983: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum	FPN		Helgoland		Cuxhaven		Bemerkungen
	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	
3.	Thw	527	14.57	574	16.14	606	Scheitelwasserstände in PN PN = NN - 5 m HN = NN + 26 cm
	Tnw	419	21.20	348	22.46	327	
4.	Thw	601	03.19	652	04.27	696	
	Tnw	489	09.47	420	11.26	388	
	Thw	644	15.45	712	17.02	866	
	Tnw	536	22.11	482	23.58	466	
5.	Thw	625	03.43	672	04.48	718	
	Tnw	432	10.55	353	12.00	332	

Tab. 8a: Die Sturmflut (Nr. 154/155) vom 17./18. und 19. 1. 1983: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur		Barograph	Bemerkungen	
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Periode sec	Luft °C			Wasser °C
Wetterdaten:										
17.	21.00	250	18,0	3,5	5,2	6,2	6,8	5,3	1003,3	
18.	00.00	240	21,6	3,9	7,9	6,1	6,8	5,3	998,7	
	03.00	250	23,2	4,6	7,0	7,0	7,2	5,4	992,8	
	06.00	290	28,9	6,6	10,5	8,8	5,1	5,4	991,4	
	09.00	300	28,9	7,2	12,1	9,8	5,1	5,3	993,7	
	12.00	300	25,2	6,5	9,9	8,9	3,5	5,3	996,0	
	15.00	300	25,2	6,9	11,9	9,3	4,1	5,3	997,6	
	18.00	310	24,1	6,0	9,4	8,6	2,1	5,2	999,0	
19.	21.00	300	20,1	4,9	8,4	7,6	3,1	5,2	999,0	
	00.00	310	19,0	4,7	7,4	7,5	3,7	5,2	1005,1	
	03.00	310	17,0	4,6	7,4	7,3	5,3	5,2	1004,7	

Tab. 8b: Die Sturmflut (Nr. 154/155) vom 17./18. und 19. 1. 1983: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum	FPN			Helgoland			Cuxhaven			Bemerkungen
	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		
17.	Tnw	14.05	599	14.05	646	15.00	701		Scheitelwasserstände in PN PN = NN - 5 m HN = NN + 26 cm	
	Tnw	19.57	494	20.23	434	21.44	403			
	Thw	04.03	634	02.40	681	03.33	749			
18.	Tnw	08.49	558	08.38	604	09.38	664			
	Thw	17.46	631	15.00	775	15.57	869			
	Thw	20.57	612	20.55	568	22.38	581			
19.	Thw	01.40	678	02.23	738	02.45	810			
	Thw	09.32	504	09.40	441	10.02	420			

Tab. 9a: Die Sturmflut (Nr. 156 und 157) vom 1. und 2. 2. 1983: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind	Wellen		Temperatur	Barograph	Bemerkungen			
		Richtig. o	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Periode sec	Luft °C	Wasser °C		
							-4,5 m	-19 m	mbar	
Wetterdaten:										
1.	06.00	260	17,0	3,4	5,2	5,3	7,4	4,5	978,0	Spitzen- böen um 40 m/s
	09.00	250	20,6	3,9	6,4	6,7	6,2	4,5	975,9	
	12.00	240	23,7	5,1	8,4	7,2	5,6	4,4	974,0	
	15.00	240	31,4	7,0	11,1	9,1	4,6	4,4	969,2	
	18.00	270	26,2	7,0	11,2	8,9	4,9	4,5	967,9	
	21.00	310	24,2	8,2	14,4	10,9	4,4	4,4	977,8	
2.	00.00	300	21,6	7,0	10,8	9,3	4,3	4,4	985,6	Spitzen- böen um 30 m/s
	03.00	310	20,6	6,2	9,9	7,9	4,0	4,5	991,5	
	06.00	320	25,7	5,7	9,6	8,4	2,7	4,7	995,4	
	09.00	330	21,6	6,0	9,7	9,1	3,6	4,7	1001,4	
	12.00	350	17,5	5,1	7,6	7,8	4,6	4,7	1009,0	
	15.00	320	16,5	4,2	7,0	6,3	4,8	4,7	1013,1	
3.	18.00	310	13,4	3,5	5,6	5,4	5,0	4,7	1015,5	
	21.00	280	15,4	3,3	5,7	6,2	4,6	4,6	1015,2	
		280	15,4	3,1	5,5	5,0	3,7	4,5	1013,9	

Tab. 9b: Die Sturmflut (Nr. 156 und 157) vom 1. und 2. 2. 1983: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum		FPN			Helgoland			Cuxhaven			Bemerkungen
		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)				
1.	Tnw	08.22	458	08.45	402	10.15	385	Scheitelwasserstände in PN PN = NN - 5 m HN = NN + 26 cm			
	Thw	16.46	630	16.01	711	17.23	808				
2.	Tnw	20.51	534	20.48	595	22.50	673				
	Thw	02.40	718	03.10	796	03.48	903				
3.	Tnw	09.40	598	09.25	569	11.07	583				
	Thw	14.16	674	15.16	711	16.06	771				
	Tnw	21.57	484	21.59	402	23.04	369				
	Thw	02.55	593	03.32	646	04.34	709				

Tab. 10a: Die Sturmfluten (Nnr. 187, 188, 189, 190, 191) vom 26. - 28. 2. 1990: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur			Barograph	Bemerkungen	
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Periode sec	Luft °C	Wasser °C			-4,5 m
Wetterdaten:											
26.											
	06.00	200	16,4	3,4	6,5	-	6,5	7,5	6,5	981,7	
	09.00	210	24,4	4,8	6,8	-	8,0	7,5	6,5	969,2	
	12.00	260	20,6	4,2	6,7	-	6,2	7,9	6,7	963,9	
	15.00	270	21,8	9,6	11,8	-	5,1	7,9	6,8	960,7	
	18.00	290	28,3	10,8	15,4	-	6,5	7,9	6,8	969,2	
	21.00	280	24,7	10,0	14,0	-	5,9	7,8	6,8	974,0	
27.											
	00.00	280	23,7	9,6	13,7	-	5,3	7,8	6,7	975,8	
	03.00	260	24,2	8,3	11,5	-	2,9	7,6	6,7	974,5	
	06.00	280	20,6	5,0	8,2	-	4,8	7,4	6,5	972,3	
	09.00	290	17,0	5,1	8,3	-	3,4	7,2	6,3	970,9	
	12.00	290	17,5	6,0	8,9	-	3,8	7,1	6,2	971,0	
	15.00	290	18,5	4,6	8,3	-	5,1	6,9	6,0	972,9	
	18.00	280	17,5	4,2	8,1	-	5,6	6,9	5,9	974,0	
	21.00	290	20,6	4,3	8,3	-	6,2	6,9	5,9	916,0	
28.											
	00.00	290	21,6	4,9	8,7	-	6,5	6,8	5,9	978,1	
	03.00	300	21,1	7,2	11,5	-	3,7	6,8	5,9	988,3	
	06.00	290	20,5	7,1	11,4	-	5,3	6,8	5,9	981,7	
	09.00	290	20,5	7,1	11,4	-	5,6	6,9	5,9	982,5	
	12.00	290	20,1	7,0	11,0	-	5,7	6,9	5,9	984,3	
	15.00	280	16,5	5,5	9,3	-	5,3	6,8	5,8	984,8	
	18.00	270	11,8	3,3	7,8	-	5,0	6,9	5,9	982,0	
	21.00	250	8,2	2,7	6,7	-	3,6	6,9	5,9	978,1	Spitzenböen um 40 m/s

Tab. 10b: Die Sturmfluten (Nr. 187, 188, 189, 190, 191) vom 26. – 28. 2. 1990: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum	FPN			Helgoland			Cuxhaven			Bemerkungen
	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		
26.	Tnw	06.45	452	07.02	385		08.38	346		Scheitelwasserstände in PN PN = NN – 5 m HN = NN + 26 cm
	Thw	14.12	672	13.48	724		16.50	828		
27.	Tnw	17.22	599	19.34	639		21.12	687		
	Thw	02.54	758	01.18	850		01.42	944		
28.	Tnw	07.37	641	07.28	543		08.55	559		
	Thw	13.45	726	13.29	761		14.17	852		
	Tnw	19.25	616	19.24	517		21.06	527		
	Thw	02.20	767	01.48	827		02.30	934		
	Tnw	08.12	642	8.03	549		09.48	577		
	Thw	13.24	715	13.50	751		14.08	835		
	Tnw	20.37	480	20.49	369		22.07	326		

Tab. 11a: Die Sturmflut 193 vom 21.9.1990: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Luft °C	Temperatur		Barograph	Bemerkungen	
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m		-4,5 m	Wasser °C			
<i>Wetterdaten:</i>											
20.	18.00	280	11,8	2,3	3,9	12,1	17,3	15,3	1000,8		
	21.00	270	15,4	2,3	3,8	9,4	17,4	15,4	997,3		
21.	00.00	250	11,8	2,3	3,7	10,9	17,1	15,2	992,1		
	03.00	210	17,5	3,0	4,6	12,1	17,1	15,2	981,3		
	06.00	320	17,5	3,2	5,4	11,1	17,1	15,2	978,1	Böen mit Spitzenwerten	
	09.00	310	21,6	3,8	5,8	9,8	17,1	15,2	983,0		
	12.00	310	22,6	4,3	6,8	8,5	17,0	15,1	985,6		
	15.00	300	25,2	4,5	7,9	7,7	17,0	15,1	985,2	28 m/s	
22.	18.00	300	24,2	4,4	7,8	11,0	17,0	15,1	987,0		
	21.00	310	20,1	4,1	7,2	10,8	16,9	15,1	990,5		
	00.00	310	19,0	4,1	7,2	11,4	16,9	15,6	991,9		
	03.00	310	14,9	2,8	4,8	11,1	16,8	15,0	993,7		
	06.00		300	9,3	2,2	3,8	11,9	16,8	14,9	993,6	

Tab. 11b: Die Sturmflut 193 vom 21.9.1990: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum	FPN			Helgoland			Cuxhaven			Bemerkungen
	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)		
20.	Tnw	19.27	502	19.24	421	20.58	401			
	Thw	01.18	619	00.55	657	01.53	708			
	Tnw	07.24	498	07.22	457	08.46	501			
	Thw	14.06	692	14.23	756	15.02	864			
22.	Tnw	20.06	611	19.58	542	21.47	570			
	Thw	00.37	679	01.24	716	02.02	779			
	Tnw		492	08.14	412	09.28	379			

Scheitelwasserstände in PN
 PN = NN - 5 m
 HN = NN + 26 cm

Tab. 12a: Die Sturmflut 202 vom 20.12.1991: Beobachtete Wetter- und Wellendaten im zeitlichen Abstand von 3 h an der FPN

Datum	Uhrzeit	Wind		Wellen		Temperatur		Barograph	Bemerkungen
		Richtg. °	Geschw. m/s	H1/3 m	Hmax. m	Luft °C	Wasser °C		
<i>Wetterdaten:</i>									
19.	21.00	270	11,3	3,0	4,8	7,9	7,9	984,6	
20.	00.00	290	17,5	2,4	4,2	7,2	7,3	984,0	
	03.00	290	21,1	3,5	5,5	5,2	7,9	985,2	
	06.00	280	18,0	5,1	7,3	5,5	7,9	985,9	
	09.00	280	18,0	5,4	8,1	5,9	7,3	986,5	
	12.00	290	17,5	5,5	9,2	4,5	8,0	987,8	
	15.00	290	17,0	5,2	8,6	5,0	7,8	988,2	
	18.00	280	17,5	4,9	8,0	4,2	7,2	989,9	
	21.00	300	20,1	5,0	8,6	6,4	7,9	992,1	
21.	00.00	310	15,4	4,5	7,3	4,9	7,9	994,9	
	03.00	310	15,4	4,1	6,7	3,6	7,7	996,4	

Tab. 12b: Die Sturmflut 202 vom 20.12.1991: Scheitelwasserstände und Eintrittszeiten FPN, Helgoland und Cuxhaven

Datum		FPN		Helgoland		Cuxhaven		Bemerkungen
		Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	Eintrittszeit	Scheitelhöhe (cm)	
19.	Thw	23.07	602	23.11	635	23.59	678	Scheitelwasserstände in PN PN = NN - 5 m HN = NN + 26 cm
20.	Tnw	02.40	573	03.57	538	05.47	552	
	Thw	10.23	727	10.54	804	11.19	864	
	Tnw	17.00	614	17.14	547	18.41	550	
21.	Thw	22.22	696	22.53	762	23.34	826	
	Tnw	05.46	532	05.49	456	07.23	458	

mit H1/3 gekennzeichnet. Von Interesse sind außerdem die größten Wellenhöhen Hmax sowie die Wellenperioden. Die verfügbaren Seegangsmessungen „FPN“ lassen folgende Größenordnungen für die kennzeichnende Wellenhöhe H1/3 im Tiefwasserbereich bei unterschiedlichen Starkwinden aus überwiegend westlichen Richtungen erkennen, über die bisher nur wenig Material vorliegt (Tab. 13 u. 14)

Tab. 13: Überblick über durchschnittlich zu erwartende kennzeichnende Wellenhöhe H1/3 bei Starkwinden aus westlichen Richtungen im Tiefwasserbereich der s.ö. Nordsee

Wellenhöhe H1/3 cm	100 bis 199	200 bis 499	500 bis 899	900 bis 1500
Häufigkeit %	8	77	13	2
mittlere Windstärke FPN m/s	2 bis 6	10 bis 20	25 bis 30	bis 40
mittlere Wellenperiode sec	4.5	6.3	8.4	max 12*

*Anmerkung: max 12 sec Einzelwert

Tab. 14: Einzeln auftretende Wellenhöhe Hmax

Datum Uhrzeit Std.	vorherrschende Windrichtung Grad	mittlere Windstärke m/s	Windböen m/s	Hmax m
24. 11. 1981 14 bis 16	290	25	40	14,8
18. 1. 1983 14	300	25	38	14,9
1. 2. 1983 20 bis 21	300	28	38	14,4 u. 15,4
26. 2. 1983 17 bis 18	290	30	42	14,6 u. 15,4
Ostwindperiode vom 16. 3. – 22. 3. 1980				
18. 3. 1980, 20.00 Uhr– 20. 3. 1980, 5.00 Uhr	60 bis 90	17,5	20	4,5 bis 5,0

Aus den Vergleichen kennzeichnender Seegangsgößen H1/3 und Hmax zwischen dem Meeresbereich und der Küstenregion bei 8 m Wassertiefe um Thw lassen sich Schlüsse über Veränderungen des Seeganges beim Einlaufen in die Flachwasserzone ziehen. Nach einer Abschätzung ist der Tiefwasserseegang in erster Näherung um das 2,5 bis 3fache größer als der von SCHRADER (1968) und SIEFERT (1971) angegebene Flachwasserseegang im Küstenvorfeld des Elbe-Weser-Dreiecks (Wassertiefe bei Thw um 8 m). Es wird also ein erheblicher Teil der Wellenenergie umgewandelt, was sich u.a. darin zeigt, dass die Wellen an Höhe verlieren. Diese Aussage ist aber auf den angegebenen Bereich des Küstenvorfeldes beschränkt. Während der Flachwasserseegang bei Starkwinden hauptsächlich von dem Wasserstand der Tidephase und der Windrichtung sowie der Windstärke geprägt wird, treffen diese Bedin-

gungen für das Seegebiet nicht zu. Der Tiefwasserseegang ist nur von der Dauer der Windrichtung sowie deren Stärke abhängig. Die größten Wellenhöhen lassen sich sowohl dem Scheitelpunkt des Thw wie auch dem des Tnw zuordnen, da hier das Verhältnis vom Thb zur Wassertiefe ohne Bedeutung ist.

3.3 Windstau im Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee

Einen aufschlussreichen Einblick zum Windstauverhalten im Küstenbereich der s.ö. Nordsee einschließlich der Insel Helgoland bei vorwiegend westlichen Starkwinden vermittelt GÖNNERT (1999) im Abschlussbericht zum KFKI-Projekt „Windstauanalysen in Nord- und Ostsee“. Es stellt sich aber die Frage zur Windstaustruktur für den Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee, die sich aufgrund der sich in vielfältiger Form überlagernden und beeinflussenden Vorgänge besonders bei Sturmfluten nicht mit den für Helgoland gefundenen Windstauverhältnissen allein beantworten lässt. Das auf der FPN beobachtete und aufbereitete Datenmaterial von 10 Sturmtiden (1980 bis 1991) ergänzt so die vorliegende Untersuchung und erweitert die Erkenntnisse zur Entwicklung des Windstaus bei Sturmfluten für die Nordsee. Aufgrund der geringen Datenbasis sind die Ergebnisse aber als begrenzt allgemeingültig anzusehen. Es lassen sich vielmehr zusammenhängende Wirkungen von Windstauparametern bewerten. Es muss darauf hingewiesen werden, dass bis zur Lösung aufgezeigter Zusammenhänge eine Fülle von Datenmaterial aufzubereiten war. (Anm.: Die Sturmflutnummern beziehen sich auf die entsprechende Sturmflut im „Hamburger Sturmflutverzeichnis“, in: SIEFERT, 1985; FERK, 1993 und GÖNNERT u. SIEFERT, 1998.)

Der Windstau steht in engem Zusammenhang mit meteorologischen Einflüssen, wobei neben Luftdruckschwankungen, Wasser- und Lufttemperaturänderungen der Wind je nach Richtung und Stärke die bedeutendste Einflussgröße auf die Höhe des örtlichen Wasserstandes ist. Die Topographie des Meeresbodens, lokale Gezeiteneinwirkungen und Fernwellen können die Windstauwirkung noch zusätzlich messbar beeinflussen. Hier wird der Windstau als Summe all dieser Erscheinungen definiert und über die Windstaukurve ermittelt. Die Windstaukurve wird als Differenzkurve zwischen der eingetretenen und der für diese Zeit vorausgerechneten mittleren Tidekurve entwickelt. (SIEFERT, 1978). Ergänzende Hinweise zum Windstau finden sich u.a. in Beiträgen von TOMCZAK (1952), SIEFERT (1968 u. 1978), LASSEN u. SIEFERT (1992), und bei GÖNNERT (1999), so dass hier nicht weiter vertieft darauf eingegangen werden muss.

Aufgrund der amphidromischen Gezeitenbewegung in der südöstlichen Nordsee nimmt der Thb von ~ 20 cm im Knotenbereich der Amphidromie bis auf 350 cm an der Küste zu. Daher ist der Thb bei der FPN um den Faktor 2,5 kleiner als in Cuxhaven. Somit können die für die Küstenregion entwickelten Auswahlkriterien zur Definition einer Sturmflut, veröffentlicht bei GÖNNERT (1999), für den Tiefwasserbereich nicht schematisch übernommen werden, da hier das Kriterium Windstauhöhe > 2 m kaum erreicht bzw. überschritten wird. Für den Meeresbereich orientiert sich die Sturmflutauswahl daher an den Wasserständen, die in Cuxhaven erreicht werden. Angesichts der Problemstellung in dieser Arbeit, bei der es im Wesentlichen darum geht, den Sturmflutablauf von der See (FPN) über Helgoland bis zur Küste (Cuxhaven) aufzuzeigen, kommt hier mit der Verwendung von Windstaukennwerten eine weitere Lösungsstrategie zur Anwendung, um das Sturmflutgeschehen zu beurteilen. Erheblich erweiterte Informationen zum Windstau ergeben sich aus der Interpretation von Windstaukennlinien (SIEFERT u. LASSEN, 1985). Die Höhe des Windstaus ist theoretisch in erster Näherung bei gleichem Wind umgekehrt proportional zur Wassertiefe zu erwarten und

wäre dann über die Tide wegen des kaum veränderten Wasserstandes im Meeresbereich konstant, während der Windstau im Flachwasser vor den Küsten durch die geringe Wassertiefe und zusätzlich vom Tideverlauf beeinflusst wird. Somit ergeben sich in dieser Zone örtlich stark voneinander abweichende Windstaucharakteristika. Mit Hilfe von Windstaukennlinien lassen sich diese speziellen Unterschiede deutlich darstellen. Die Windstaukennlinie ist die Verbindungslinie der Windstaukennzahlen. Die Windstaukennzahl wird als Funktion relativ, etwa phasengleicher Änderungen an einer Station A zu einem Referenzpegel B berechnet (LASSEN u. SIEFERT, 1992).

$$K_{(t)} = \frac{W_{(t), A}}{W_{(t), B}}$$

wobei

$K_{(t)}$ = Kennzahl zum speziellen Zeitpunkt

$W_{(t), A}$ = Windstau zum speziellen Zeitpunkt an der Station A

$W_{(t), B}$ = Windstau zum speziellen Zeitpunkt an der Station B ist.

Für die Vorgehensweise bei jetzigen und zukünftigen Windstauanalysen spielt der Bezugsort bei Gegenüberstellungen der Wasserstandshöhen eine wichtige Rolle, um die Windstaucharakteristik erkennen und quantifizieren zu können und um die Beschreibung der Sturmflut von der See bis zur Küste zu erfassen. In diesem Fall wird der Pegel FPN aufgrund seiner geographischen Lage im Untersuchungsgebiet als Referenzpegel für die Windstauanalysen gewählt und enthält als Windstaukennwert die Größe 1. So lässt sich aus dem tidephasengleichen Quotienten Windstau A (Helgoland bzw. Cuxhaven)/ Windstau B (FPN) die prozentuale Windstauabweichung von der FPN bis zur Küste über die Tidedauer berechnen und als Windstaukennlinie darstellen.

3.4 Auswertung

Stürme mit hohen Windgeschwindigkeiten müssen im Meer nicht immer zwangsläufig zu wesentlich erhöhten Wasserständen führen, was z.B. die Sturmfluten Nr. 141 vom 3.2.1981 und Nr. 153 vom 4.1.1983 erkennen lassen. In Cuxhaven laufen die Sturmfluten bei einem maximalen Windstauanteil von 220 cm und 215 cm zu Höhen von 849 cm und 866 cm auf. Der entsprechende Windstau beträgt an der FPN nur kurzfristig um 100 cm und weist damit einen anderen, kürzeren Verlauf auf, und das Thw erhöht sich um etwa 60 cm. In beiden Fällen handelt es sich um den Durchzug eines Sturmtiefs, in Verlauf und Stärke typisch für die Nordseeregion. Beide Sturmfluten zeigen einen sehr ähnlichen Verlauf. Starke auflandige Winde mit Zunahme der Windgeschwindigkeit von 10 m/s auf 28 m/s innerhalb von ungefähr 5 Std. und von SW auf NW (300°) drehende Richtungen führen nur an der Küste zu den o.g. Sturmfluten. Damit zeigt der Wind eine sehr rasche Windgeschwindigkeitsänderung, was dementsprechend zu einem steilen Anstieg der Windstaukurve von 33 cm/h bzw. 3 h/m für die Sturmflut vom 4.1.1983 und mit 29 m/s bzw. 3,5 h/m für den 3.2.1981 in Cuxhaven führte. Die Wellenhöhe H1/3 zeigt ähnliche Tendenz mit einer kurzfristigen Erhöhung von 2 m auf 4 m, später stark fallend auf 1,5 m. Die Phasenverschiebung zwischen den maximalen Windstauhöhen und der maximalen Windgeschwindigkeiten lag bei 3 Std. An der Sturmflut vom 4.1.1983 war eine Fernwelle in Höhe von 51 cm in Cuxhaven beteiligt.

Die kurze Entwicklungszeit der Windgeschwindigkeit bzw. die schnelle Windgeschwindigkeitsänderung bis zur maximalen Windgeschwindigkeit ist als Grund dafür anzusehen, dass der Sturm den Wasserstandsverlauf in der offenen See nur unwesentlich beein-

flusste und der Windstau erst an der Küste zu beobachten war. Orte, die im Tiefwasserbereich oder in den vorgelagerten Inseln liegen, benötigen für eine ausgeprägte und hohe Stauentwicklung einen langsamen Anstieg der Windgeschwindigkeit.

Im Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee wird der Windstau einer Sturmflut nur von der Entwicklung des Starkwindfeldes mit unterschiedlichen Auswirkungen auf die Stauhöhe beeinflusst. Die Auswertungen verschiedener Sturmfluten lassen dies deutlich erkennen. Stabile Windverhältnisse ohne große Richtungs- und Geschwindigkeitsänderungen führen über die gesamte Tide zu fast konstantem lokalen Windstau, während bei instabilen Windverhältnissen ein zeitlich veränderlicher Stau über die Tide zu erwarten ist.

Die Sturmfluten Nr. 147/148 vom 23.11.1981, Nr. 151/152 vom 16. 11. 1982 und Nr. 202 vom 20.12.1991 mit stabilen Starkwinden jeweils zwischen 18 m/s und 26 m/s, Windrichtungen um 270° bis 300° und Wellenhöhen H1/3 von 5 m bis 7 m (FPN) verdeutlichen, dass die Windstauentwicklung unter den genannten Verhältnissen zu annähernd gleichen ortsabhängigen Stauhöhen führt, die sich im **HW und NW nur geringfügig unterscheiden**. Der Windstaukoeffizient K gibt Hinweise auf den großräumigen Windstauanstieg von der FPN bis zur Küste. Danach steigt der Stau unter diesen meteorologischen Bedingungen von der **FPN bis Helgoland um 10 %** und bis **Cuxhaven um 30 % bis 40 %** an. Die mittleren Windstauhöhen ergeben bei der FPN Werte zwischen 170 cm und 210 cm mit max. Stauhöhen von 200 cm bis 229 cm. In Cuxhaven steigt der maximale Stau bis auf 350 cm an.

Einen völlig anderen Ablauf nimmt die Windstauentwicklung der Sturmfluten Nr. 154/155 vom 18.3.1983. Trotz kontinuierlicher Wetterverhältnisse mit Starkwinden von 24 m/s ansteigend auf 28 m/s, später abnehmend auf 22 m/s, und Windrichtungen von 270° bis 300° einschließlich Wellenhöhen H1/3 um 7 m bei der FPN, ist der Stauablauf instabil. Cuxhaven und Helgoland registrieren einen Windstauanstieg zur Sturmflut Nr. 154 von 25 cm/Std. und maximalen Windstauhöhen von 323 cm (Cuxhaven) bzw. 235 cm (Helgoland). Dagegen erhöht sich der Windstau FPN in 6 Std. nur bis auf 120 cm. Im Vergleich zu Helgoland und Cuxhaven fällt das HThw Nr. 154 bei der FPN niedrig aus. Dies ist damit zu begründen, dass der Wind eine relativ schnelle Windgeschwindigkeitsänderung vorzuweisen hat, was in Cuxhaven zu hohen Windstau maxima führt und im Tiefwasserbereich eher zu flacheren Maxima. Da der Windstau FPN erst nach dem HW Nr. 154 durch die starke Stauzunahme mit 25 cm/Std. ansteigt, tritt das folgende NW bei der FPN nicht in Erscheinung. Die Tide verläuft hier bei der FPN diametral zu Helgoland und Cuxhaven nahezu acht Stunden fast horizontal und steigt danach bis zum HThw Nr. 155 an. Sehr deutlich ist diese unbeständige Windstauentwicklung bei Vergleichen der Windstaukoeffizienten K erkennbar. Um astronomisch Tnw FPN am Morgen des 18.3.1983 ist der Stau bei **Helgoland um 100 % und Cuxhaven um 150 %** größer als bei der FPN. Trotz Abnahme der Windstauhöhe vergrößert sich die Stauabweichung bis HThw Nr. 154 auf 180 % bzw. 290 %. Erst vor der folgenden Sturmflut Nr. 155 stabilisieren sich die Windstauverhältnisse. Die maximalen Windstauhöhen sind in Tab. 15 aufgelistet. Insgesamt weist diese Sturmflut mit ihren Windstaukurven im Vergleich einen schönen gleichmäßigen Verlauf auf, der den generellen Anstieg des Windstaus von der Nordsee bis zur Küste gut veranschaulicht. Der relativ steile Anstieg der Windgeschwindigkeit führt zu einem überproportionalen Anstieg des Windstaus von dem tiefen Bereich der Nordsee zur Küste.

Anlass für die Aufbereitung der Sturmtiden Nr. 187 bis Nr. 191 vom 26. bis 28.2.1990 ist das Auftreten einer Kettentide mit fünf Scheiteln. Während der Sturmflutperiode kam der Stau erzeugende Starkwind ohne größere Veränderungen aus westlichen Richtungen zwischen 270° und 290°. Die Windgeschwindigkeiten von anfänglichen 28 m/s bis 30 m/s am 26. fallen am 27. auf gleichbleibende 17 m/s bis 20 m/s ab. Mit anwachsenden Windgeschwin-

Tab. 15: max. Windstauhöhe der Sturmfluten Nr. 154 und 155

Sturmflut Nr.	maximale Windstauhöhe (cm)			Abweichung % gegen FPN		
	FPN	Helgoland	Cuxhaven	Helgoland	Cuxhaven	
154	144	236	325	64	126	instabil
155	178	200	250	12	40	stabil

digkeiten auf 30 m/s am späten Abend des 26. nehmen die Wellenhöhen $H_{1/3}$ bei der FPN bis auf 10 m zu. Nach ca. 9 Std. nehmen die Wellenhöhen auf konstante 5 m ab (die beobachteten Wetterdaten auf der FPN am 26. bis 28.2.1990 sind nach einer Mitteilung des BSH auch von den zur damaligen Zeit stationierten Feuerschiffen in der Deutschen Bucht in näherungsweise gleicher Größenordnung beobachtet worden). Es ist leicht nachvollziehbar, dass abweichende Windgeschwindigkeiten relevante Auswirkungen auf Windstauhöhen haben. Die auflandigen Starkwinde bis zum Abend des 26. führen zur Bildung einer Windstaukurve, in deren Entwicklungsphase die Sturmflut Nr. 187 nur in Cuxhaven mit 828 cm einschließlich einem Windstauanteil von 320 cm eintritt. Im Meeresbereich werden nur erhöhte Thw bei einem Windstau von 155 cm registriert. Bis zum folgenden Tnw stellen sich maximale Stauhöhen bei der FPN und Helgoland von 235 cm bzw. 284 cm und in Cuxhaven von 360 cm ein. Das Tnw FPN tritt eine Stunde früher ein und ist wegen nicht erfassbarer Einflüsse in der Höhe um einen Meter niedriger als das Cuxhavener Tnw, was jedoch wegen amphidromischer Beeinflussung auf die Gezeiten in der südöstlichen Nordsee eigentlich nicht der Fall sein kann. (Bei einer mittleren Tide ist das $T_{nw, FPN}$ um 80 cm höher als an der Küste). Mit nachlassenden Windgeschwindigkeiten nach Tnw und bei ansteigenden Wasserständen sinken die Stauhöhen in Cuxhaven innerhalb von sieben Stunden auf 2 m, bei Helgoland und der FPN binnen sechs Stunden auf Höhen zwischen 140 cm und 190 cm, d.h., sie nähern sich in der Größenordnung deutlich an. Die Stauhöhen verändern sich in den nächsten achtzehn Stunden nur unwesentlich. In dieser Windstauphase treten die Sturmfluten Nr. 188 und 189 ein. Mit der erneuten Zunahme der Windgeschwindigkeit in der Nacht vom 27. auf den 28. erreicht der Windstau in Cuxhaven wieder eine Höhe um 3 m. Bei Helgoland und der FPN ergeben sich Höhen um 2 m. Die Wasserstandserhöhungen führen zur Sturmflut Nr. 190 mit Scheitelhöhen, die in Cuxhaven und Helgoland um 1 dm bis 2 dm niedriger eintreten als bei der Sturmflut Nr. 188. Im Meeresbereich um die FPN ist das HThw dagegen 1 dm höher. Die folgenden Tab. 16 und 17 enthalten einmal Angaben zu HThw-Höhen mit zeitgleichen Stauhöhen und ferner Mittelwerte für stündliche und tidenphasengleiche Windstauhöhen mit dem Windstaukoeffizienten K der Sturmfluten Nr. 188, 189 und 190.

Die Windstaukoeffizienten K liefern zusätzliche Informationen zur unterschiedlichen Windstaucharakteristik zwischen der See und der Küste. Bei anhaltenden westlichen Starkwinden mit Geschwindigkeiten um 30 m/s während der Sturmflut Nr. 188 ist der mittlere tidephasengleiche Stau an der Küste um rd. 50 % größer als im Meeresbereich. Mit den sinkenden und wieder leicht ansteigenden Windgeschwindigkeiten in den Sturmflutverläufen Nr. 189 und 190 ändern sich auch die Stauabweichungen zwischen der FPN und Cuxhaven um 15 % und 40 %. Im Seegebiet bei Helgoland und der FPN stimmen die Stauhöhen näherungsweise überein.

Der beschriebene Windverlauf in Verbindung mit den genannten Höhenveränderungen des Windstaus lässt auf einen Zusammenhang zwischen Windgeschwindigkeitsänderung und Windstauhöhe schließen. Die Sturmflut 187–189 vom 26. 2. bis 28. 2. 1990 hatte mehrere

Tab. 16: HThw-Höhen und zeitgleiche Windstauhöhen der Sturmfluten 188, 189, 190

Sturmflut	FPN	Helgoland	Cuxhaven	Abweichung % gegen FPN	
				Helgoland	Cuxhaven
188 HThw (cm)	758	850	944	12	20
Windstau (cm)	209	248	301	18	44
189 HThw (cm)	726	761	852	5	17
Windstau (cm)	160	161	208	0	30
190 HThw (cm)	767	827	934	8	22
Windstau (cm)	207	225	288	9	39

Tab. 17: Mittlere tidephasengleiche Windstauhöhen und Windstaukoeffizienten K der Sturmfluten 188, 189 und 190

Sturmflut	FPN		Helgoland		Cuxhaven	
	Windstau (cm)	K	Windstau (cm)	K	Windstau (cm)	K
188	197	1	216	1,06	293	1,52
189	171	1	167	0,99	195	1,15
190	198	1	206	1,04	256	1,38
Mittel	189	1	196	1,04	248	1,35

Windstaumaxima. Während der rasche Anstieg der Windgeschwindigkeit zunächst ein sehr hohes Windstaumaximum produzierte, führte nach kurzem Abflauen des Windes der zweite, deutlich langsamere Anstieg der Windgeschwindigkeit bei dafür längerer Dauer der höchsten Windgeschwindigkeit zu einem deutlich geringeren Windstaumaximum. Erst bei erneutem kurzfristig raschem Anstieg der Windgeschwindigkeit zum Windstaupeak bei der Sturmflut 190 vergrößern sich die Höhendifferenzen erneut.

Die vorliegenden Untersuchungsergebnisse werfen auch die Frage auf, ob und in welchem Ausmaß bei ablandigen Starkwinden sich Änderungen der Windstaustruktur im Seebereich vollziehen. Die östlichen Starkwindperioden treten verhältnismäßig selten auf, so dass im Untersuchungszeitraum nur eine Ostwindwetterlage vom 16. 3. bis 22. 3. 1980 mit stetigen Windrichtungen zwischen 70° und 100° und Wellenhöhen $H_{1/3}$ von 1 m bis 3 m bei der FPN zur Analyse herangezogen werden konnte. Die Windgeschwindigkeiten gehen von anfänglichen 10 m/s auf allmählich gleichbleibende 25 m/s. Am 16. und 17. ist kein bemerkenswerter negativer Windstau erkennbar. Erst am 18. mit Zunahme der Windgeschwindigkeit sinken die Wasserstände und es kommt zum negativen Stau. Unabhängig vom Steigen und Fallen der Tide verläuft der resultierende negative Stau über 45 Std. fast gradlinig ohne große Höhenunterschiede zwischen der Tiefwasserzone und der Küste. Am 19. betragen die maximalen negativen Stauhöhen an der FPN - 141 cm, um Helgoland - 126 cm und an der Küste bei Cuxhaven -141 cm. Während der Ostwindperiode treten folgende mittlere negative Windstauhöhen ein FPN: - 66 cm, Helgoland: - 68 cm, Cuxhaven: - 81 cm.

Als ergänzende Hinweise zum Sturmflutgeschehen in der Nordsee folgen noch einige Angaben über Abweichungen zwischen **vorausberechnetem und beobachtetem Eintritt der Sturmflutscheitel**. Danach liegen die aus dem vorhandenen Beobachtungsmaterial FPN

ermittelten Zeitdifferenzen (+ später, – früher) bei **HThw zwischen + 3h25m und – 1h10m, bei HTnw zwischen + 2h40m und –1 h50m**. Die größeren zeitlichen Abweichungen resultieren aus dem Einfluss der jeweils eingetretenen HTnw-Höhe und den unterschiedlichen Anstiegsneigungen der Windstaukurven. Es muss darauf hingewiesen werden, dass **ein kleiner Thb (hier 120 cm) beachtliche Auswirkungen auf die Bestimmung der Eintrittszeiten von HThw und HTnw hat**. So erschweren einmal meteorologisch bedingte Wasserstandsänderungen in einem flachen Scheitel der Windstaukurve FPN die exakte Festlegung des Scheiteleintritts und der Scheiteldauer, und zum andern führt die Beeinflussung des Sturmflutgeschehens auf den mittleren Tideablauf zu Abweichungen gegenüber den astronomischen Eintrittszeiten.

Gesonderte Untersuchungen der Beziehungen zwischen westlichen Starkwinden und dem Windstau ermöglichen die hier nicht weiter ausführlich diskutierten übrigen Sturmfluten. Es ist zunächst festzustellen, dass die zusätzlichen Auswertungen des Beobachtungsmaterials keine erwähnenswerten Unterschiede zu den vorliegenden Ergebnissen der Windstautwicklung bei westlichen Starkwinden erkennen lassen.

4. Zusammenfassung der Ergebnisse

Unter Zusammenfassung aller Untersuchungsergebnisse ergibt sich die Vermutung, dass sich kaum Gesetzmäßigkeiten für Windstauverhältnisse in Abhängigkeit von westlichen Starkwinden zwischen dem Tiefwasserbereich der südöstlichen Nordsee und der Küste ableiten lassen, da die Windverhältnisse selten über längere Zeit konstant sind. Wie weit tatsächlich Zusammenhänge vorhanden sind, lässt sich aus dem zeitlich beschränkten Datenumfang von nur zehn Sturmtiden nicht zuverlässig deuten. Die Ergebnisse lassen aber Zusammenhänge zwischen dem Windverlauf und der Stauerhöhung erkennen. So führen starke auflandige Winde bei Durchzug eines Sturmtiefes über der s.ö. Nordsee an der Küste zu einem rasanten Anstieg des Windstaus, während der Einfluss auf die Stautwicklung im Tiefwasserbereich ohne Bedeutung bleibt. Dagegen führen lang anhaltende hohe Windgeschwindigkeiten und langsame Windgeschwindigkeitsänderungen im Anstieg der Windgeschwindigkeit zu vergleichbar höheren Windstau maxima im Tiefseebereich und vor Helgoland, die sich bis zur Küste nicht mehr so stark erhöhen wie bei schnellen Windgeschwindigkeitsänderungen. Dies erklärt die Höhendifferenzen, die sich in der vorliegenden Untersuchung ergeben. Grundsätzlich ist der Anstieg der Windstau maxima von der FPN bis Helgoland geringer als von Helgoland bis Cuxhaven.

5. Danksagung

Ein besonderer Dank gilt Herrn Dipl.-Ing. Oz. Annutsch für Denkanstöße und Anregungen zur Windstautwicklung in der südöstlichen Nordsee.

6. Schriftenverzeichnis

- ANNUTSCH, R.: Wasserstandsvorhersage und Sturmflutwarnung. In: Der Wetterlotse, 393/394: 122–141, 1977.
 ANTFANG, H.: Die Wind- und Nebelverhältnisse im Elbmündungsgebiet. In: Hamburger Küstenforschung, Heft 18, 1971.

- EGGE, D.: Ellipsoidische Höhenübertragung vom Dopplerpunkt auf der Forschungsplattform Nordsee zur umgebenden Meeresoberfläche. Institut für Theor. Geodäsie Hannover, In: interner Bericht, unveröff., 1977.
- FERK, U.: Zur Definition einer Sturmflut. Änderungen der Hamburger Sturmflutkartei. Interner Vermerk, Strom- und Hafengebäudebau (unveröff.).
- GÖNNERT, G.: The analysis of storm surge climate change along the German coast during the 20th century. In: Journal of Quaternary International, Heft 48, 1997.
- GÖNNERT, G.: Windstauanalysen in Nord- und Ostsee. Abschlussbericht zum KFKI Forschungsvorhaben, (unveröff.), 1999.
- GÖNNERT, G.: Veränderung des Charakters von Sturmfluten in der Nordsee aufgrund von Klimaänderung in den letzten 100 Jahren. In: Marburger Geographische Schriften, Heft 134, 1999.
- GÖNNERT, G. u. SIEFERT, W.: Sturmflutatlant Cuxhaven. Studie Nr. 92, 1998, Strom- und Hafengebäudebau.
- LASSEN, H. u. SIEFERT, W.: Zur Windstauentwicklung in der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 53, 1992.
- LASSEN, H. u. SIEFERT, W.: Tideablauf und Meeresspiegel im Bereich der südöstlichen Nordsee Amphidromien. In: Die Küste, H. 58, 1996.
- ROLL, H. U.: Über die Ausbreitung der Meereswellen unter der Wirkung des Windes (Aufgrund von Messungen im Wattenmeer) In: Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Heft 6, 1949.
- ROLL H.U.: Die Meereswellen in der südlichen Nordsee (Aufgrund von Wellenbeobachtungen deutscher Feuerschiffe). Deutscher Wetterdienst, Seewetteramt, Einzelveröffentlichung Nr. 8, Hamburg 1956.
- SEEBER, G. u. TORGE, W.: Eine GPS/Geoid-Höhenübertragung zum Meeresspiegel in Helgoland. In: Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft 10, 1997.
- SEEBER, G.; TORGE, G. u. GOLDAN, U. J.: Präziser Höhenanschluss des Helgoländer Pegels. Schlussbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben (unveröffentlicht), 1995.
- SCHRADER, J. P.: Kennzeichnende Seegangsrößen für drei Messpunkte in der Elbmündung. In: Hamburger Küstenforschung, H. 4, 1968.
- SIEFERT, W.: Sturmflutvorhersage für den Tidebereich der Elbe aus dem Verlauf der Windstaukurve Cuxhaven. In: Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TU Hannover, H.30, 1968.
- SIEFERT, W.: Seegangbestimmungen mit Radar und nach Luftbildern. In: Hamburger Küstenforschung, H. 7, 1969.
- SIEFERT, W.: Die Seegangsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. In: Hamburger Küstenforschung, H. 18, 1971.
- SIEFERT, W.: Über das Sturmflutgeschehen in den Tideflüssen. In: Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 63, 1978.
- SIEFERT, W.: Sturmfluten von 1901–1984 vor der südlichen Nordseeküste und in Hamburg (Ganglinien). Erarbeitet bei Strom- und Hafengebäudebau. (Hamburger Küstenforschung, 44).
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. In: Die Küste, H. 42, 1985.
- TOMCZAK G.: Der Einfluss der Küstengestalt und des vorgelagerten Meeresbodens auf den windbedingten Anstau des Wassers. In: Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Bd. 5, 1952.

Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht

Von THOMAS HIRSCHHÄUSER u. ULRICH C. E. ZANKE

Zusammenfassung

Ziel des vom BMBF geförderten KFKI-Forschungsvorhabens *Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht* war es, derzeitige Möglichkeiten und Grenzen der morphodynamischen Modellierung von großen morphologischen Einheiten und für lange Zeiträume aufzuzeigen.

Zentrale Fragestellung war hierbei, ob und gegebenenfalls in welchem Grade, beziehungsweise mit welchen Einschränkungen die berechnete morphologische Entwicklung eines derart komplexen Gebietes auf naturähnliche Ergebnisse führt und welche Parameter (Seegang, Zeitstreckung, Randbedingungen, Sediment, ...) hierbei einen besonderen Einfluss haben.

Die Untersuchungen wurden in Beispielen für die Projektgebiete Hörnumbecken, das südöstlich von Sylt gelegenen ist, und Dithmarscher Bucht ausgeführt.

Die Datenlage im Hörnumbecken ließ es nicht zu, einen natürlichen Referenzzustand heranzuziehen, mit dem das morphodynamische Modell TIMOR hätte verifiziert werden können, da die Vermessungsgenauigkeiten in der Größenordnung morphologischer Veränderungen lagen. Daher wurde die Dithmarscher Bucht als zusätzliches Projektgebiet herangezogen, weil hier eine bessere Datenlage bestand. Die Ergebnisse für das Projektgebiet Hörnumbecken haben daher den Charakter von Sensitivitätsuntersuchungen und dienen zur Identifikation allgemeiner Zusammenhänge. Es konnte gezeigt werden, dass das morphodynamische Modell bei Berücksichtigung des Seegangs in einem Gebiet, das sich annähernd im morphologischen Gleichgewicht befindet, wie es im Hörnumbecken der Fall ist, naturähnliche Ergebnisse berechnet. Insbesondere werden morphologisch aktive Bereiche gut getroffen und Rinnenverlagerungen dort berechnet, wo sie auftreten. Unschärfen existieren in der Quantität des umgelagerten Materials und im zeitlichen Ablauf der Umlagerungen. Es wurden Verfahren der Eingabefilterung angewandt, die für morphologische Langfristprognosen unverzichtbar sind. Bei der Wahl repräsentativer Windlagen ergab eine Kombination aus nordwestlichen, westlichen, südwestlichen und südlichen Windlagen die beste morphologische Übereinstimmung mit einem Referenzzustand. Bei Vernachlässigung des Seegangs sind erwartungsgemäß hingegen nur Aussagen für ruhigere Perioden möglich. Die auffälligsten berechneten morphologischen Erscheinungen sind hierbei leichte Erosionen in den Rinnen und leichte Sedimentation an den Rinnenrändern. Dort, wo ein eindeutiger morphologischer Trend besteht, wie beispielsweise bei der Verlagerung des Ebbdeltas in südliche Richtung, wird dieser vom Modell gut wiedergegeben.

Die durch die Vordeichung in der Dithmarscher Bucht ausgelösten Sedimentationen werden vom Modell in weiten Teilen des Gebietes quantitativ gut wiedergegeben, obwohl der Seegang hier unberücksichtigt bleiben sollte. Das hierzu benötigte Material wird teilweise aus den Rinnen erodiert und zu einem größeren Teil als feinkörniger Schwebstoff in das Gebiet eingetragen. Das Maß der ins Gebiet strömenden Schwebstoffe und die Wahl einer Anfangskornverteilung erweisen sich als sensitive Faktoren.

Summary

The KFKI (GCERC) – funded research project “Long-term prognosis of the morphological development of the system *Tidal Basin – Offshore Sandbanks* demonstrated for the island of Sylt and the Dithmarschen Bay at the North Sea coast” is an example for the capability of morphodynamic models applied to large morphological units for long periods of time. Of particular

interest was the influence of waves, sediment and other boundary conditions on model performance.

Field data available for the Hörnum Basin (Sylt) were not of sufficient quantity and quality as to guarantee a thorough verification of the morphodynamic model TIMOR. Therefore, an additional area with a better data coverage, the Dithmarschen Bay, was chosen to be included in the project.

Results from the Hörnum Basin can be considered adequate for sensitivity analysis and for the identification of general processes involved. From the results we conclude that the morphodynamic model applied to this system, which is in an equilibrium state, can yield reasonable results when waves are included in the simulation. In particular, regions of high morphological activities, e.g. with distinctly moving tidal channels, are reproduced satisfactorily. Inaccuracies exist with respect to sediment quantities and time history of the process.

One cannot do without filtering of input values for long-term simulations. A specific combination of winds from NW, W, SW and S was chosen to represent the best match of results with the reference state.

Disregarding wave activity was valid only for calm periods resulting in minor erosion in the channels and a slight deposition along their edges. Distinct morphological trends as observed in nature were reproduced by the model satisfactorily. Closing of the Dithmarschen Bay with subsequent sedimentation is well reproduced quantitatively even though waves were not included. The deposition material originated from channel erosion as well as from general material input into the area in the form of fine suspended sediments. The magnitude of this material input as well as the initial grain distribution proved to be sensitive factors in the simulation.

Inhalt

1. Einleitung	128
2. Das Untersuchungsgebiet Hörnumbecken	129
3. Datenanalyse Hörnumbecken	130
3.1 Standardabweichung der Peildaten	133
3.2 Trend der Peildaten	134
4. Das 2D-morphodynamische Modell TIMOR	135
4.1 Betrieb des Modells	137
5. Morphodynamische Rechnungen ohne Seegang Hörnumbecken	139
5.1 Eingabefilterung	139
5.2 Berechnungsergebnisse	140
6. Morphodynamische Rechnungen mit Seegang Hörnumbecken	143
6.1 Bedeutung des Seegangs im Hörnumbecken	143
6.2 Eingabefilterung Seegang	144
6.3 Morphodynamische Modellierung mit einzelnen Seegangseignissen	146
7. Teilmodell Außenbereich	148
8. Zusammenfassung der Ergebnisse im Tidebecken Hörnumbecken	150
9. Projektgebiet Dithmarscher Bucht	151
9.1 Datenanalyse	151
9.2 Morphodynamische Modellierung Dithmarscher Bucht	154
10. Zusammenfassung der Ergebnisse im Tidebecken Dithmarscher Bucht	159
11. Schriftenverzeichnis	160

1. Einleitung

Ziel des Forschungsvorhabens *Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht* war es, die derzeitigen Möglichkeiten und Grenzen der morphodynamischen Modellierung von großen morphologischen Einheiten und für lange Zeiträume aufzuzeigen. Die morphodynamische Simulation

eines Gebietes in Eigendynamik ist wesentlich schwieriger als z. B. der morphodynamische Vergleich von Varianten oder die mittelfristige Prognose von Bauwerkswirkungen.

Zentrale Fragestellung war hierbei, ob und gegebenenfalls in welchem Grade, beziehungsweise mit welchen Einschränkungen, die berechnete morphologische Entwicklung eines derart komplexen Gebietes auf naturähnliche Ergebnisse führt und welche Parameter (Seegang, Zeits Streckung, Randbedingungen, Sediment, ...) hierbei in welcher Weise von Einfluss sind.

Als Untersuchungsgebiet wurde das Hörnumbecken gewählt. Die Entwicklung des Gebietes sollte ab Bau des Hindenburgdammes nachvollzogen werden. Zu diesem Zweck sollten verschiedene historische Vermessungszustände herangezogen werden.

Die Datenrecherche zeigte aber während des Vorhabens, dass nur wenige historische Vermessungen des Hörnumbeckens vorlagen, die für das Projekt nutzbar waren. Insbesondere lagen keine flächendeckenden Daten aus der Zeit vor Bau des Hindenburgdammes vor. Die erste flächendeckende Vermessung stammt aus dem Jahr 1955, also mehr als 20 Jahre nach Bau des Hindenburgdammes. Somit fehlte eine Ausgangstopographie. Das morphodynamische Signal, welches durch einen solchen Eingriff hervorgerufen wird, war daher nur sehr beschränkt aus den Vermessungszuständen nachzuvollziehen, da die Anpassung des Gebietes offensichtlich zu einem Großteil bereits in den ersten 20 Jahren nach Bau des Dammes stattgefunden hat und sich das Gebiet seitdem mehr oder weniger in einem morphologischen Gleichgewicht befindet und sich in Eigendynamik weiterentwickelt.

Aus diesem Grund wurde die Dithmarscher Bucht als zusätzliches Projektgebiet einbezogen. Hier wurden in den Jahren 1972 und 1979 insgesamt zwei Vordeichungen ausgeführt. Die morphologischen Veränderungen, die sich nach diesem Eingriff ergeben haben, sind in insgesamt sieben Peilaufnahmen gut dokumentiert. Aus zeitlichen Gründen sollte der Seegang hier jedoch unberücksichtigt bleiben.

2. Das Untersuchungsgebiet Hörnumbecken

Das Hörnumbecken liegt in der inneren Deutschen Bucht. Es wird im Norden und Westen von der Insel Sylt, im Süden von der Insel Föhr und im Osten vom Festland begrenzt. Durch den Bau des Hindenburgdammes wurde eine rückwärtige Umströmung Sylts unterbunden. Das Gebiet mit seiner Tiefenverteilung ist in Abb. 1 dargestellt.

Die Verbindung zur offenen See wird durch das Hörnumtief hergestellt, das an der Südspitze Sylts eine Tiefe von über 30 m erreicht. Kleinere Verbindungen mit dem Tidebecken der Norderaue existieren über die Föhrer Schulter zwischen Föhr und Festland und das Amrumtief, einem kleineren Priel zwischen Amrum und Föhr. Bei mittleren Verhältnissen tragen diese beiden Verbindungen jedoch nur zu weniger als 10 % zum Tideprisma des Hörnumbeckens bei.

Vom Hörnumtief zweigen drei weitere Prielsysteme ab: Östlich von Sylt verläuft die Rantumlohe; der nordwestliche Teil des Hörnumbeckens wird durch das Eidumtief, der nordöstliche durch Wester- und Osterley gespeist.

Etwa 50 % des Beckens sind trockenfallende Wattflächen, was ein vergleichsweise geringer Wert für Tidebecken in der Deutschen Bucht ist. Südwestlich von Sylt schließt sich das Ebbdelta mit den Außensänden Theeknobssand, Hörnumknobssand, Holtknobssand und Jungnamenssand an.

Der Tidehub im Becken beträgt ca. 2 m, so dass das Becken gerade noch dem mesotidalen Bereich zuzuordnen ist.

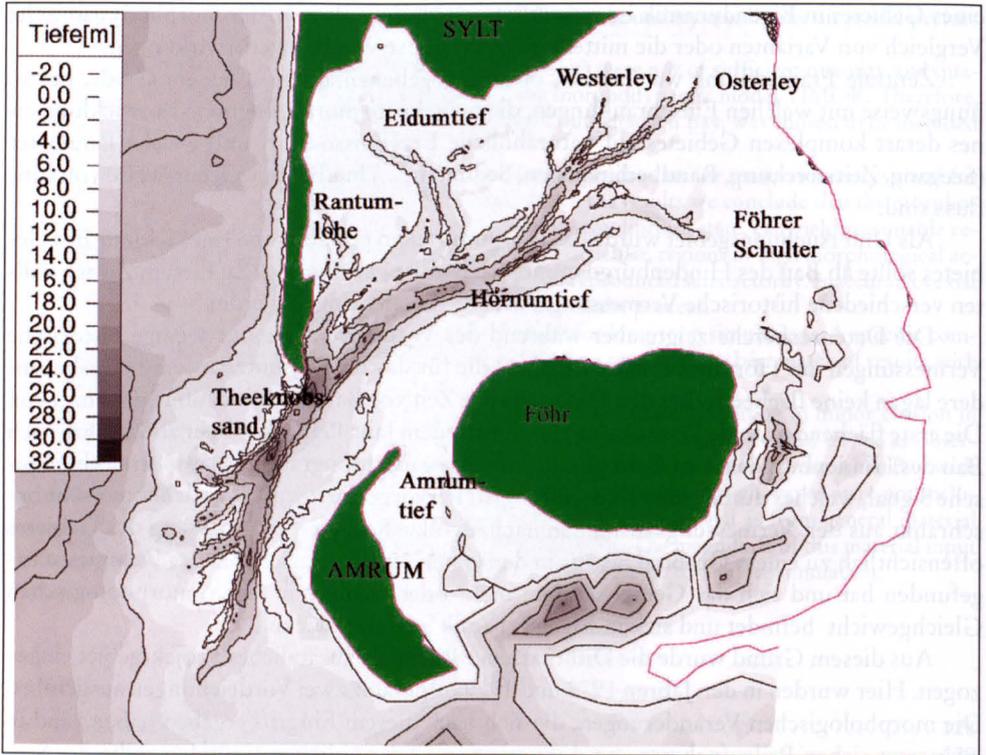


Abb. 1: Tiefenverteilung Hörnumbecken 1974

3. Datenanalyse Hörnumbecken

Für das Hörnumbecken wurden im Laufe der Projektlaufzeit insgesamt 7 quasisynoptische Vermessungen vom ALR Husum zur Verfügung gestellt. Die Datensätze stammen aus den Jahren 1955, 1974, 1978, 1981, 1986, 1987 und 1997. Dabei mussten Teilbereiche durch zeitlich nahegelegene Vermessungen ersetzt werden. Die Datensätze bestanden alle aus Messpunkten mit Ausnahme des 1955er Datensatzes, der aus digitalisierten Isolinien erzeugt wurde. Die Analyse der Daten diente vorrangig der Identifikation eines morphodynamischen Signals, welches dann vom morphodynamischen Modell nachgebildet werden sollte.

Differenzendarstellungen

Für die einzelnen Vermessungen wurden Differenzendarstellungen erstellt. Hierbei traten auffällige systematische Fehler zutage, die in großer Ausführlichkeit im gleichzeitig laufenden KFKI-Forschungsvorhaben *Morphologische Gestaltungsvorgänge im Küstenvorfeld* untersucht wurden.

- Besonders auffällig waren drei Arten von systematischen Fehlern in den Datensätzen:
- **Fehler durch die Beschickung über verschiedene Bezugspegel.** Diese Fehler machen sich in den Differenzendarstellungen durch eine scheinbare Zweiteilung des Beckens bemerkbar. Da dieses Problem in Kombinationen aus 3 Datensätzen (z. B. 1974, 1986 und 1987) jeweils gegeneinander auftritt, ist der Fehler nicht vollständig korrigierbar.

- **Fehler durch die Umrechnung von Wasserständen von Bezugspegel zu Messpunkt.** Diese Fehler machen sich durch auffällige Streifenmuster in den Differenzendarstellungen bemerkbar.
- **Fehler während individueller Messfahrten.** Diese Fehler machen sich durch auffällige fleckige Strukturen innerhalb einzelner Datensätze bemerkbar und sind auf Eingabefehler zurückzuführen, aber aufgrund des Vermerks der Messfahrt in der Datenbank leicht zu identifizieren. Soweit solche Fehler nicht ohnehin vom BSH behoben waren, wurden sie im Rahmen des Projekts berichtigt. (Dies trat nur im 1986er Datensatz auf, der vom BSH nicht in einer Arbeitskarte überarbeitet wurde.)

Exemplarisch sei hier nur die Differenzendarstellung zwischen 1987 und 1997 beschrieben. Für weitergehende Information wird auf (HIRSCHHÄUSER u. ZANKE, 2000) verwiesen.

In Abb. 2 sind die gemessenen Tiefendifferenzen zwischen 1987 und 1997 dargestellt. Blaue Bereiche kennzeichnen hierbei Erosions-, rote Sedimentationsbereiche. Deutlich ist in diesem Fall die bereits angesprochene Zweiteilung des Beckens zu erkennen: Im westlichen Teil findet scheinbar Sedimentation, im östlichen Teil scheinbar Erosion statt. Systematische Fehler überlagern also kleinere morphologische Veränderungen, so dass nur lokal Rinnenverlagerungen zu beobachten sind. Aus diesem Grund werden später bei der Diskussion der Berechnungsergebnisse natürliche Veränderungen, die unter 0,5 m bleiben, ausgeblendet.

Um die stärksten systematischen Fehler zu quantifizieren, wurden zwischen allen Datensätzen Differenzen erstellt und die umgelagerten Volumina im westlichen und östlichen Teil des Beckens bestimmt. Die Unterteilung verläuft auf der Trennungslinie zwischen den

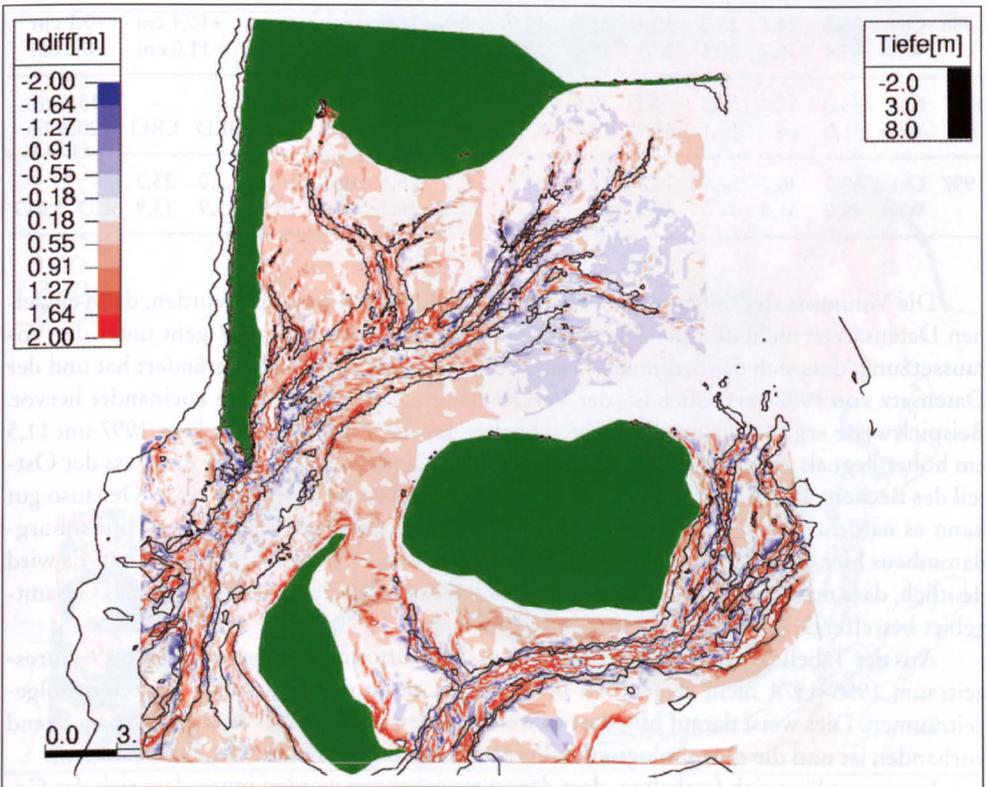


Abb. 2: Gemessene Tiefendifferenzen 1987–1997 (rot: Sedimentation, blau: Erosion)

Bezugspegeln Hörnum und Dagebüll, die aus den Differenzdarstellungen bekannt ist. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tab. 1 dargestellt. Hierbei stehen unterhalb der Diagonale die Differenzvolumina in Mio. m³, oberhalb der Diagonalen die korrespondierenden mittleren relativen Tiefenänderungen. Sie stellen unter der Annahme, dass die Volumenbilanz ausgeglichen ist, den mittleren relativen Versatz der Datensätze zueinander dar.

Tab. 1: Differenzvolumen in Mio. m³ und gemittelte Tiefenänderungen (positives Vorzeichen entspricht Sedimentation) zwischen unterschiedlichen topographischen Datensätzen Hörnumbecken, Ost = Ostteil des Beckens, West = Westteil des Beckens

		1955	1974	1978	1981	1986	1987	1997							
		Δh		Δh		Δh		Δh		Δh					
1955	Ost	-	-	-2,7 cm	+9,0 cm	+26,9 cm	+10,3 cm	+23,0 cm	+11,5 cm						
	West	SED	ERO	-5,9 cm	-0,1 cm	+ 6,8 cm	-13,6 cm	-27,6 cm	- 2,3 cm						
1974	Ost	24,6	27,8	-	-	+5,6 cm	+27,2 cm	+12,4 cm	+26,3 cm	+13,2 cm					
	West	42,8	50,5	SED	ERO	+5,6 cm	+11,3 cm	- 5,2 cm	-21,0 cm	+ 9,8 cm					
1978	Ost	37,0	26,1	16,0	9,3	-	-	+20,1 cm	+ 5,1 cm	+17,5 cm	+4,6 cm				
	West	47,0	47,6	23,4	16,1	SED	ERO	+ 4,7 cm	-10,8 cm	-25,4 cm	-2,4 cm				
1981	Ost	51,4	19,1	36,8	4,2	33,8	9,7	-	-	-12,9 cm	- 0,7 cm	-14,2 cm			
	West	50,0	41,2	29,9	15,2	21,6	15,5	SED	ERO	-19,1 cm	-33,9 cm	-11,0 cm			
1986	Ost	36,5	24,1	25,0	10,1	21,0	14,9	9,3	24,8	-	-	+10,4 cm	-0,1 cm		
	West	54,4	36,7	20,1	27,1	14,8	28,8	10,6	35,4	SED	ERO	-11,0 cm	+8,0 cm		
1987	Ost	46,0	18,4	35,8	4,2	29,6	8,6	13,0	13,9	22,2	9,7	-	-	-13,5 cm	
	West	31,0	66,9	17,1	44,4	12,7	45,7	8,8	52,9	8,7	23,0	SED	ERO	+23,1 cm	
1997	Ost	60,0	46,2	27,1	11,3	25,0	19,5	9,1	26,1	16,1	16,2	7,0	23,2	-	-
	West	48,0	51,0	44,0	31,2	28,0	31,1	22,0	36,3	28,4	18,0	43,9	13,9	SED	ERO

Die Volumina sind nicht immer in identischen Gebieten ermittelt worden, da in einzelnen Datensätzen nicht alle Bereiche vermessen wurden. Aus der Tab. 1 geht unter der Voraussetzung, dass sich das Sedimentvolumen einer Beckenhälfte nicht verändert hat und der Datensatz von 1997 verlässlich ist, der Versatz der einzelnen Datensätze zueinander hervor. Beispielsweise ergibt sich aus der rechten Spalte, dass der Ostteil des Beckens 1997 um 11,5 cm höher liegt als 1955. Unter der oben angeführten Voraussetzung hieße das, dass der Ostteil des Beckens 1955 11,5 cm zu tief eingemessen bzw. beschickt worden wäre. Genauso gut kann es natürlich gerade bei diesem Beispiel sein, dass als Nachwirkung des Hindenburgdammbaus hier eine flächendeckende Sedimentation von 11,5 cm stattgefunden hat. Es wird deutlich, dass man ohne festen Bezugspunkt keine Aussagen über globale (d. h. das Gesamtgebiet betreffende) Volumenänderungen treffen kann.

Aus der Tabelle geht weiterhin hervor, dass die Bruttoumsatzmengen für den 19-Jahreszeitraum 1955–1974 nicht wesentlich höher liegen als in den wesentlich kürzeren Folgezeiträumen. Dies weist darauf hin, dass in weiten Teilen des Gebietes kein eindeutiger Trend vorhanden ist und die morphologischen Veränderungen reversibler Natur sein können.

Insgesamt lässt sich festhalten, dass davon ausgegangen werden muss, dass sich das Gesamtgebiet mehr oder weniger in einem morphologischen Gleichgewicht befindet, d. h. dass

es über längere Zeiträume keine nachweisbar unausgeglichene Sedimentbilanz aufweist und somit nur interne Umlagerungen stattfinden.

3.1 Standardabweichung der Peildaten

Um ein Maß für die morphologische Aktivität des Gebietes zu gewinnen, wurde die Standardabweichung der Tiefenlage bestimmt. Im KFKI-Projekt *Morphologische Analyse Nordseeküste (MORAN)* wurde zur Beschreibung der morphologischen Aktivität die Umsatzhöhe definiert (SIEFERT, 1987). Das MORAN-Verfahren bietet sich insbesondere bei einer hohen Anzahl von Peilaufnahmen in relativ kurzer zeitlicher Abfolge an, anhand derer die Umsatzmengen von einem Zeitraum zum anderen gut bilanziert werden können. Im Falle des Hörnumbeckens liegen teilweise sehr lange Zeiträume ohne Vermessung vor (z. B. von 1955 bis 1974). Es kann hier nicht davon ausgegangen werden, dass der wahre Umsatz des Zeitraums durch eine Differenzbildung ermittelt wird, was ja nur der Fall wäre, wenn an jedem Ort eine eindeutige Entwicklung stattgefunden hätte. Aus diesem Grund wurden die Vermessungszustände gleichberechtigt behandelt, d. h. ohne Berücksichtigung des dazwischen liegenden Zeitraums, was angesichts der weiter oben beschriebenen Schwierigkeiten der praktikabelste Weg war.

In Abb. 3 ist die Standardabweichung der Peildaten im Hörnumbecken dargestellt. Blaue Bereiche kennzeichnen eine besonders hohe morphologische Aktivität.

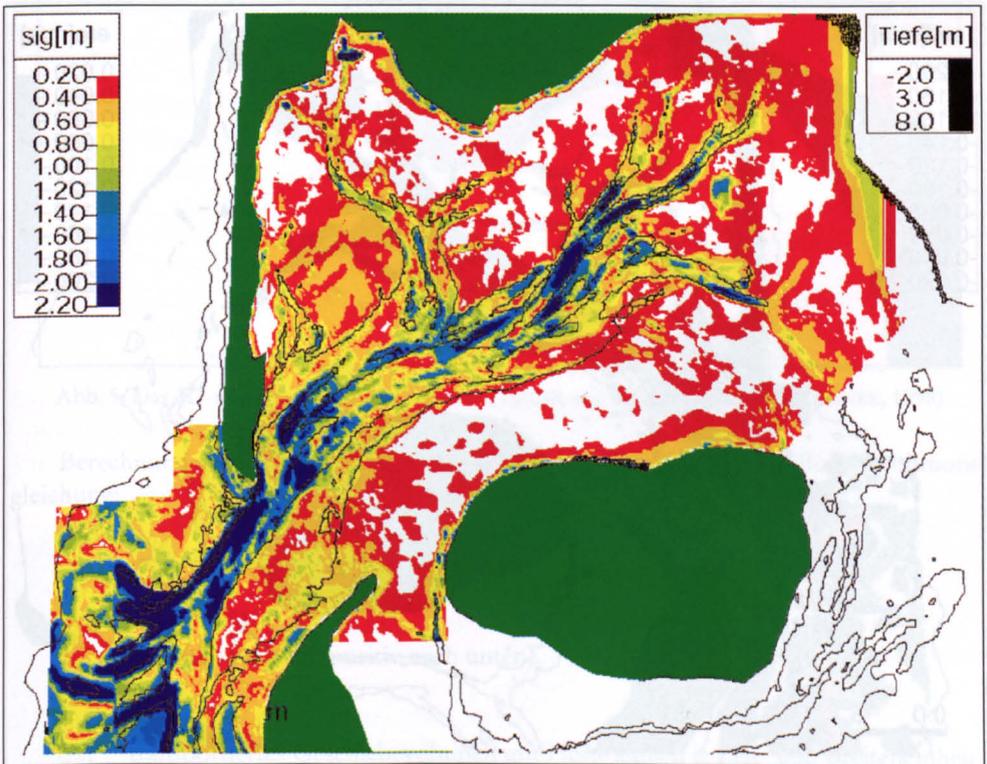


Abb. 3: Standardabweichung der Peildaten als Maß für morphologische Aktivität (blau: hohe morphologische Aktivität)

Wie erwartet ist die morphologische Aktivität in den Rinnen besonders hoch. Im Besonderen fallen folgende morphologisch aktiven Bereiche auf:

- Die Außensände, insbesondere an den steilen Flanken zu den Rinnen
- Hörnumtief westlich von Amrum
- Prielverzweigung Hörnumtief–Rantumlohe östlich von Sylt
- Prielverzweigung Hörnumtief–Eidumtief
- Endbereich Hörnumtief
- Endbereich Wester- und Osterley

Eine auffallend geringe morphologische Aktivität liegt im Zentralbereich des Hörnumtiefs und im Eidumtief vor.

3.2 Trend der Peildaten

Zusätzlich zur Standardabweichung wurde der Trend der Peildaten bestimmt, der im Hinblick auf die Herausfilterung eines langfristigen morphodynamischen Signals besonders interessant ist.

Der Trend der Peildaten ist in Abb. 4 dargestellt.

Folgende Teilbereiche weisen einen morphologischen Trend auf:

- Bereich Außensände: Es findet eine Südwärtsbewegung der Außensände statt. Der Theeknobssand verlagert sich in südöstliche Richtung. Der Trend zur Bewegung in Südrichtung legt die Vermutung nahe, dass der Küstenlängstransport entlang der Westküste Sylts

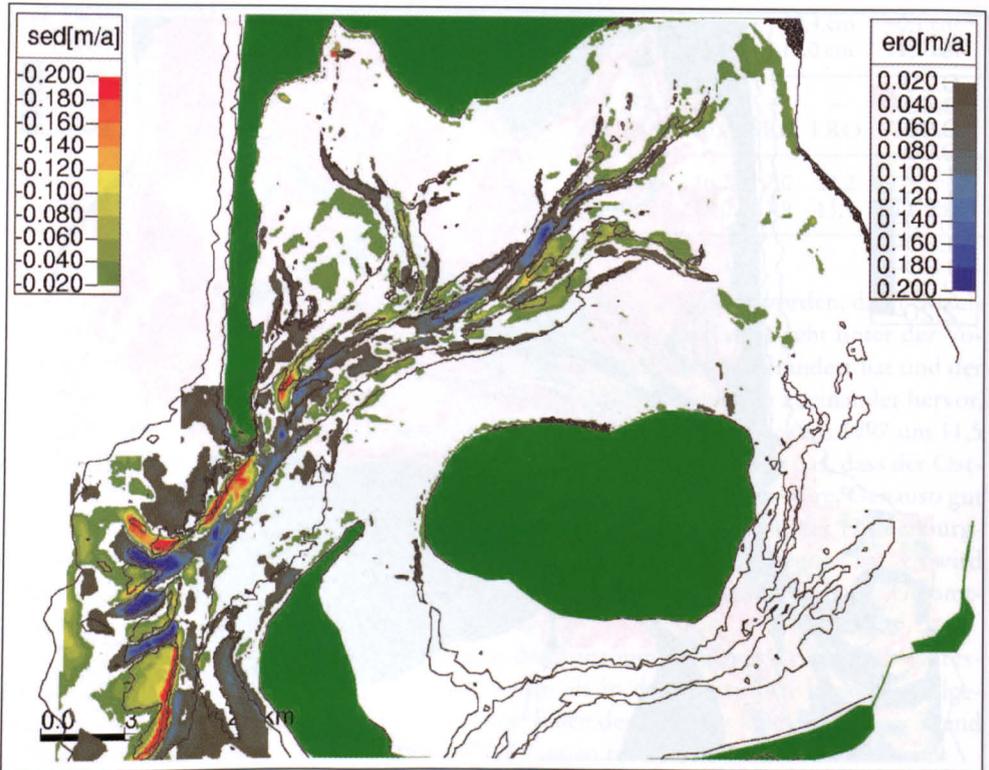


Abb. 4: Trend der Peildaten zur Identifikation eines langfristigen morphodynamischen Signals (rot bis hellgrün: Sedimentation, dunkelgrün bis blau: Erosion)

verantwortlich für diese Bewegung ist, denn das System lagert das Material von Norden her an. Aufgrund des unveränderten Tideprismas erhalten sich jedoch die Rinnenquerschnitte, wodurch es zu einer Südwärtsverlagerung der Rinnen kommt.

- In den Endbereichen von Wester- und Osterley ist ein schwacher Trend zur Sedimentation auszumachen. Dies könnte eine Spätfolge des Hindenburgdamms sein.
- Das Ostufer des Hörnumtiefs verschiebt sich an der Südspitze Sylts in südöstliche Richtung.
- Die Prielverzweigung Hörnumtief–Eidumtief verschiebt sich in südliche Richtung.
- Im Eidumtief verlagern sich zwei flachere Bereiche ostwärts.
- Das Flach zwischen Rantumlohe und Hörnumtief vergrößert sich.

4. Das 2D-morphodynamische Modell TIMOR

Die Komponenten des 2D-morphodynamischen Modells TIMOR sind schematisch in Abb. 5 dargestellt.

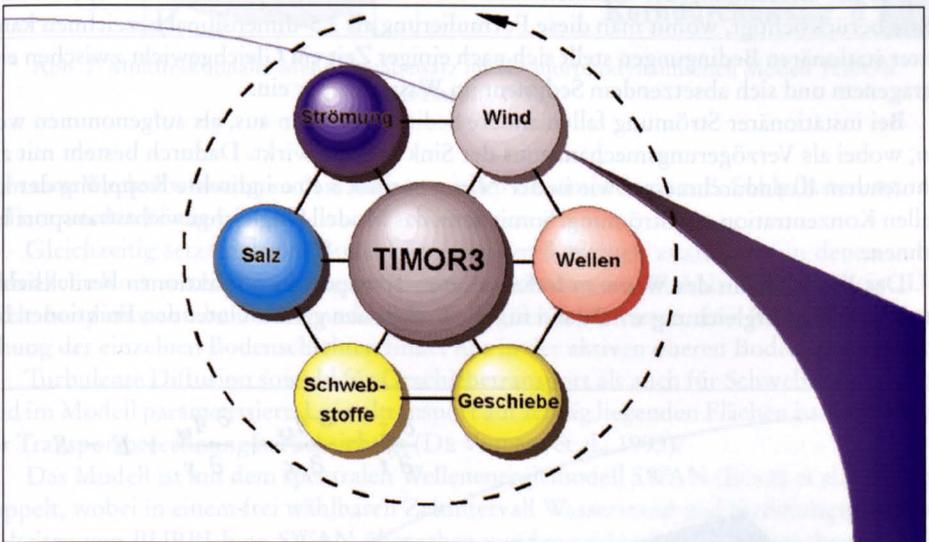


Abb. 5: Das 2D-morphodynamische Modell TIMOR mit seinen Modulen (aus ZANKE, 1998)

Berechnungsgrundlage der morphodynamischen Prozesse ist die Bodenevolutionsgleichung:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial q_G}{\partial s} + E - S$$

mit:

z: Tiefenkoordinate (positiv nach unten),

t: Zeit,

s: Wegkoordinate

q_G : transportiertes Geschiebevolumen mit Hohlräumen je Zeit- und Breitereinheit

E: Entrainment (= aufgewirbeltes Sediment = Senkterm für die Sohle als abgetragene Schichtdicke je Zeiteinheit)

- S: Settlement (= sedimentierendes Sediment = Quellterm für die Sohle als aufgeladete Schichtdicke je Zeiteinheit).

Die Gleichung wird für jeden morphologischen Zeitschritt gelöst, der derjenige des hydrodynamischen Modells BUBBLE (MEWIS u. HOLZ, 1993) oder ein Vielfaches dessen sein kann.

Der Gesamtsedimenttransport setzt sich aus dem sohnahen Geschiebetransport (bed-load) und dem Schwebstofftransport (suspended-load) zusammen. Der Geschiebetransport kann im Modell nach unterschiedlichen Ansätzen berechnet werden. Neben anderen sind die Formulierungen nach MEYER-PETER/MÜLLER (1949), ENGELUND/HANSEN (1967) oder ZANKE (1990) implementiert. In den nachfolgend vorgestellten Rechnungen wird mit dem Ansatz nach Meyer-Peter/Müller gerechnet.

Der aufgenommene Schwebstoff wird nach dem Pick-Up-Ansatz nach VAN RIJN (1984) für rolliges Material berechnet, wohingegen das Entrainment kohäsiven Materials nach einem Ansatz von PARTHENIADES (1965) berechnet wird, was schematisch in Abb. 6 dargestellt ist.

Bei der Berechnung der Sedimentation wird das vertikale Konzentrationsprofil nach Rouse berücksichtigt, womit man diese Formulierung als 2,5-dimensional bezeichnen kann. Unter stationären Bedingungen stellt sich nach einiger Zeit ein Gleichgewicht zwischen eingetragenen und sich absetzendem Sediment im Wasserkörper ein.

Bei instationärer Strömung fallen andere Sedimentmengen aus, als aufgenommen werden, wobei als Verzögerungsmechanismus der Sinkvorgang wirkt. Dadurch besteht mit abnehmendem Korndurchmesser wie in der Natur nur noch eine indirekte Kopplung der aktuellen Konzentration zur Strömung. Somit kann das Modell Ungleichgewichtstransport berechnen.

Das Modell kann des Weiteren fraktionierten Transport in n Fraktionen berücksichtigen. Die Transportgleichung wird dann für alle Fraktionen gelöst. Unter den Fraktionen be-

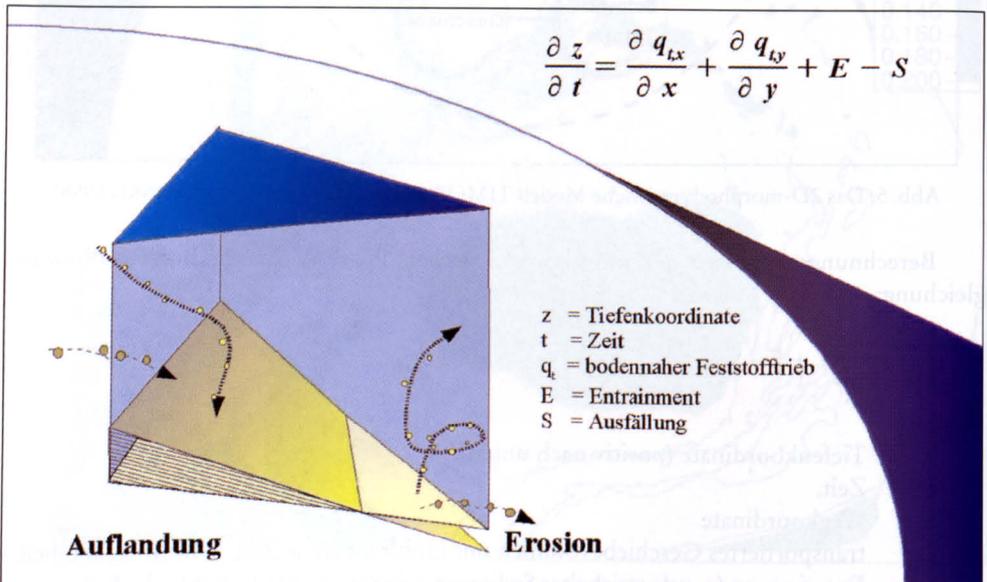


Abb. 6: Dynamische Bodenänderung im 2D-morphodynamischen Modell TIMOR (aus: ZANKE, 1998)

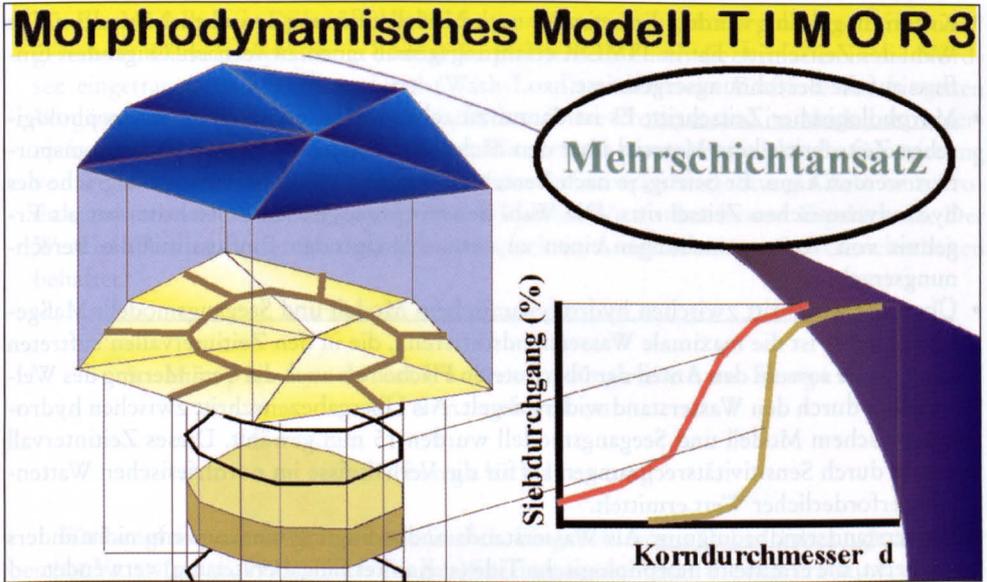


Abb. 7: Multifraktionaler Mehrschichtansatz im 2D-morphodynamischen Modell TIMOR (aus ZANKE, 1998)

steht eine Wechselwirkung, so dass auch spezielle Phänomene, wie z. B. Sohlpflasterung, modelliert werden können.

Gleichzeitig setzt sich der Bodenkörper aus m Schichten zusammen, in denen unterschiedliche Kornverteilungen vorgegeben werden können, was in Abb. 7 dargestellt ist. Dies spielt beispielsweise beim Vorhandensein geologischer Barrieren eine Rolle. Eine Vermischung der einzelnen Bodenschichten findet nur in der aktiven oberen Bodenschicht statt.

Turbulente Diffusion sowohl für Geschiebetransport als auch für Schwebstofftransport sind im Modell parametrisiert. Lateraltransport auf schräg liegenden Flächen ist ebenfalls bei der Transportberechnung berücksichtigt (DE VRIEND et al., 1993).

Das Modell ist mit dem spektralen Wellenenergiemodell SWAN (BOOIJ et al., 1996) gekoppelt, wobei in einem frei wählbaren Zeitintervall Wasserstand und Strömungsgeschwindigkeiten von BUBBLE an SWAN übergeben werden und von SWAN berechnete signifikante Wellenhöhe, Bodenorbitalgeschwindigkeit und Wellenperiode übergeben werden, womit nach VAN RIJN (1993) eine welleninduzierte Bodenschubspannung errechnet werden kann.

4.1 Betrieb des Modells

Im Folgenden sind die verwendeten Parameter zusammengestellt:

- **Newton-Taylor-Reibungsbeiwert:** Das hydrodynamische Modell BUBBLE wurde für die Untersuchungsgebiete kalibriert. Als Ergebnis wird ein Wert von 0.003 benutzt. Dieser Wert liegt im für derartige Untersuchungsgebiete üblichen Rahmen.
- **Dichte Seewasser:** Als Dichte des Seewassers wurden 1025 kg/m^3 angesetzt.
- **Wassertemperatur:** Es wurde eine einheitliche Temperatur von $10 \text{ }^\circ\text{C}$ gewählt.
- **Hydrodynamischer Zeitschritt:** Der hydrodynamische Zeitschritt muss aufgrund des verwendeten expliziten numerischen Verfahrens entsprechend dem Courant-Friedrich-Levy

Kriterium gewählt werden. Er betrug je nach Modellauflösung zwischen 0,5 und 3 s. Die Wahl des Zeitschritts hat in TIMOR erfahrungsgemäß einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.

- **Morphologischer Zeitschritt:** Es ist darauf zu achten, dass innerhalb eines morphologischen Zeitschritts kein Material über den nächsten Berechnungsknoten hinaus transportiert werden kann. Er betrug, je nach Berechnungsgitter, das sechs- bis zwanzigfache des hydrodynamischen Zeitschritts. Die Wahl des morphologischen Zeitschritts hat als Ergebnis von Voruntersuchungen einen zu vernachlässigenden Einfluss auf die Berechnungsergebnisse.
- **Übergabezeitschritt zwischen hydrodynamischem Modell und Seegangmodell:** Maßgebend hierfür ist die maximale Wasserstandsdifferenz, die in den Zeitintervallen auftreten kann, da sie sowohl den Anteil der überfluteten Flächen als auch die Veränderung des Wellenfeldes durch den Wasserstand widerspiegelt. Als Übergabezeitschritt zwischen hydrodynamischem Modell und Seegangmodell wurden 15 min gewählt. Dieses Zeitintervall wurde durch Sensitivitätsrechnungen als für die Verhältnisse im nordfriesischen Wattenmeer erforderlicher Wert ermittelt.
- **Wasserstandsrandbedingung:** Als Wasserstandsrandbedingung wurde, wenn nicht anders vermerkt, die ermittelte morphologische Tide (s. Kapitel Eingabefilterung) verwendet.
- **Kornfraktionen:** Es wurde in allen Rechnungen mit 8 Kornfraktionen gerechnet. Die Korndurchmesser der verwendeten Fraktionen betragen 0,06 mm, 0,08 mm, 0,12 mm, 0,2 mm, 0,3 mm, 0,6 mm, 1,2 mm und 2 mm. Auf eine sorgfältige Auswahl der verwendeten Fraktionen ist zu achten, damit den unterschiedlichen Transportarten (bed-load, suspended load) in unterschiedlichen Bereichen des Untersuchungsgebietes Rechnung getragen wird.
- **Sedimentdichte:** Als Dichte wurde die Dichte von Quarzsand, 2650 kg/m^3 angesetzt.
- **Porosität:** Der Hohlraumgehalt im Sediment wurde mit 0,3 angenommen.
- **Sedimentologische Randbedingung:** Die örtlich differenzierte Kornverteilung wurde nach einem Verfahren in Abhängigkeit von der maximalen Tidestromgeschwindigkeit bestimmt (HIRSCHHÄUSER et al., 1998). Hierbei wird der d_{90} als Stützpunkt einer Kornverteilung aus der maximalen Tidestromgeschwindigkeit ermittelt, die Verteilungen werden dann als geometrisch ähnlich, das heißt immer mit identischen Verhältnissen d_{90}/d_i , angesetzt. Eine Analyse vorhandener Sedimentproben ergab dabei eine Abhängigkeit dieser Verhältnisse vom d_{90} , womit der Tatsache Rechnung getragen wird, dass Kornverteilungen auf den Wattflächen besser sortiert sind, als solche in den Rinnen. Die verwendeten affinen Verhältniszahlen sind in den folgenden Tab. 2 und 3 wiedergegeben.
- **Sedimenttransport am offenen Rand:** Am offenen Rand wurde ein Gleichgewichtsedimenttransport angesetzt.

Tab. 2: Affine Verhältnisse für $d_{90} < 0,8 \text{ mm}$

D_i	D_i/d_{90}
D_5	0,3
D_{20}	0,4
D_{30}	0,45
D_{50}	0,5
D_{70}	0,6
D_{80}	0,65
D_{95}	1,1

Tab. 3: Affine Verhältnisse für $d_{90} > 1,2 \text{ mm}$

D_i	D_i/d_{90}
D_5	0,2
D_{20}	0,35
D_{30}	0,35
D_{50}	0,5
D_{70}	0,75
D_{80}	0,9
D_{95}	1,4

- Für das Modellgebiet Dithmarscher Bucht wurde mit einer „Hintergrundkonzentration“ gerechnet. Diese berücksichtigt einmal das größtenteils durch die Ästuarien in die Nordsee eingetragene Feinstkornmaterial (Wash-Load), andererseits Einflüsse aus biogenen Vorgängen wie Plankton- und Algenwachstum. Diese Prozesse sind im Modell stark vereinfacht als eine in den oberen 3 m der Wassersäule permanent wirkende Generierung von Feinkornmaterial berücksichtigt. In einer Sensitivitätsbetrachtung führte eine Produktionsrate von $5 \cdot 10^{-10}$ m Feststoff/m Wassersäule/s zu den besten Ergebnissen. Der Wert ist allerdings aufgrund des stark vereinfachten Ansatzes mit großen Unsicherheiten behaftet.

5. Morphodynamische Rechnungen ohne Seegang Hörnnumbecken

5.1 Eingabefilterung

Für Langfristprognosen ist es unerlässlich, Eingabefilterung (Input-Filtering) zu betreiben (DE VRIEND et al., 1993). Unter Eingabefilterung versteht man die Beschränkung der Eingangsgrößen auf die für den Untersuchungszweck relevanten, in diesem Falle also auf verursachende Faktoren, die langfristig morphologisch bedeutsam sind.

Für ein von der Tide bestimmtes Gebiet stellt sich insbesondere die Frage, ob sich eine einzelne repräsentative, sogenannte morphologische Tide (LATTEUX, 1995) finden lässt, die annähernd dieselben morphologischen Veränderungen bewirkt, wie die Gesamtheit der in der Natur auftretenden Zyklen, wenn die durch sie verursachten morphologischen Veränderungen auf einen entsprechend längeren Zeitraum extrapoliert werden.

Für tidedominierte Gebiete stellen sich also vor allem zwei Fragen:

- Welche einzelne oder wenigen Tide(n) charakterisieren aus morphologischer Sicht die natürlichen Tidezyklen am besten? In welcher Zeit wird mit dieser Tide eine minimale Volumenabweichung gegenüber einem Referenzzustand erreicht?
- Bis zu welchem Maß können die Berechnungsergebnisse mit dem morphologischen Zeitstreckungsfaktor extrapoliert werden?

Um diese Fragen zu klären, wurden Szenarien für ein ruhiges, ein mittleres und ein stürmisches Jahr definiert, in denen die in diesen Jahren auftretenden Tidehübe in relative Tidehubklassen aufgeteilt wurden, morphodynamische Rechnungen für jede der Tidehubklassen durchgeführt und anschließend entsprechend ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit linear superponiert wurden. Als Beurteilungskriterium, welche einzelne Tide sich den Referenzszenarien am besten annähert, wurden drei Parameter bestimmt:

- **Qualitativer Fehler.** Anteil der Flächen mit qualitativ falscher Berechnung (Sedimentation anstatt Erosion und umgekehrt).
- **Quantitativer Fehler.** Anteil der Volumenabweichung zum Referenzzustand zum Gesamtumlagerungsvolumen.
- **Zeitfaktor zum Erreichen des minimalen Volumenfehlers.**

Die Ergebnisse sind in der folgenden Abb. 8 dargestellt.

Sowohl für das mittlere als auch für das ruhige Jahr wurden die besten Ergebnisse mit der gegenüber der mittleren Tide um 2 % erhöhten Tide erzielt. Der qualitative Fehler liegt hier unter 0,4 % und der quantitative Fehler unter 5 %. Die Zeit zum Erreichen der minimalen Volumenabweichung (nicht dargestellt) beträgt 95 % der berechneten Zeit für das ruhige Jahr und 96 % für das mittlere Jahr. Für das stürmische Jahr wurden die besten Er-

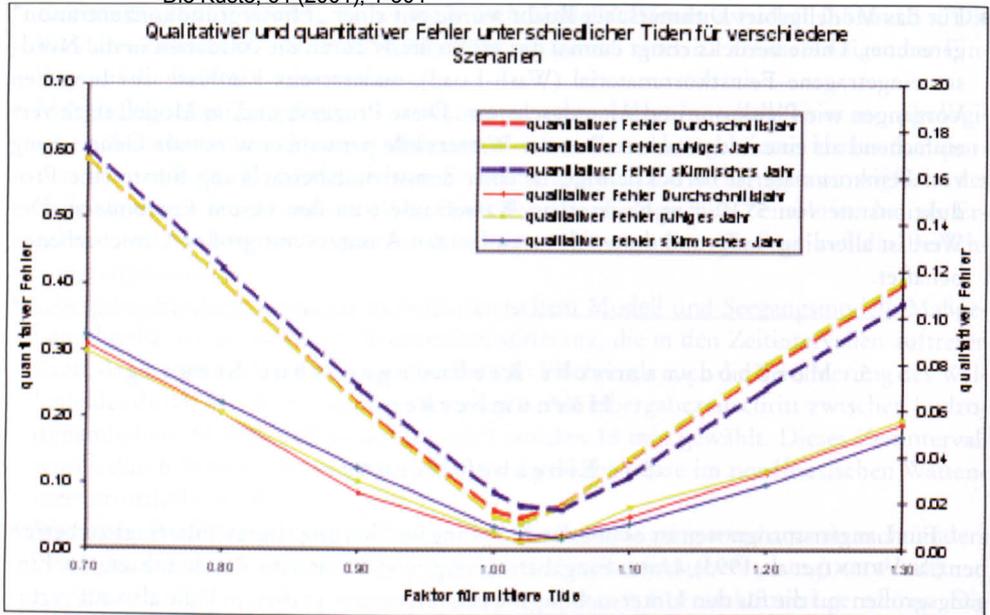


Abb. 8: Qualitativer und quantitativer Fehler verschiedener Tiden für unterschiedliche Szenarien (rot: Durchschnittsjahr, gelb: ruhiges Jahr, blau: stürmisches Jahr)

gebnisse mit der gegenüber der mittleren Tide um 5 % erhöhten Tide erreicht. Der quantitative Fehler liegt hier erwartungsgemäß mit 6 % etwas höher, der qualitative Fehler liegt bei 0,5 %.

Es wurden weiterhin Sensitivitätsrechnungen bezüglich der Verwendung unterschiedlicher morphologischer Zeitstreckungsfaktoren durchgeführt. Bei jedem morphologischen Berechnungsschritt werden hierbei die auftretenden Morphologieänderungen mit dem morphologischen Zeitstreckungsfaktor multipliziert, um dann nach einer durchlaufenen Tide die morphologischen Veränderungen eines Zeitraums berechnet zu haben, der um den morphologischen Zeitstreckungsfaktor gedehnt ist (HIRSCHHÄUSER u. ZANKE, 2000). Insgesamt stellten sich bei den Sensitivitätsrechnungen nur geringfügige Unterschiede bei der Verwendung unterschiedlicher morphologischer Zeitstreckungsfaktoren heraus. Es wurden morphologische Zeitstreckungsfaktoren von über 200 verwendet. Es lässt sich aber keine allgemeingültige Größe dieses Faktors angeben, da die maximal wählbare Größe stark von der maximal im Gebiet auftretenden Morphologieänderung abhängt. Bei Berücksichtigung des Seegangs muss dieser Faktor aufgrund der wesentlich höheren Umlagerungen kleiner gewählt werden.

5.2 Berechnungsergebnisse

Exemplarisch sei hier eine Rechnung vorgestellt, die als Wasserstandsrandbedingung einen schematisierten Spring-Nipp-Zyklus verwendet, der über 8 Tiden mit einem morphologischen Zeitstreckungsfaktor von 8,75 simuliert wird. Nach einem durchlaufenen Zyklus sind somit morphodynamisch $8 \cdot 8,75 = 70$ Tiden durchlaufen. Die mittlere Tide wird hierbei aus einem übergeordneten Deutsche-Bucht-Modell gewonnen.

Die Anfangskornverteilung wird mit einer von der maximalen Tidestromgeschwindigkeit

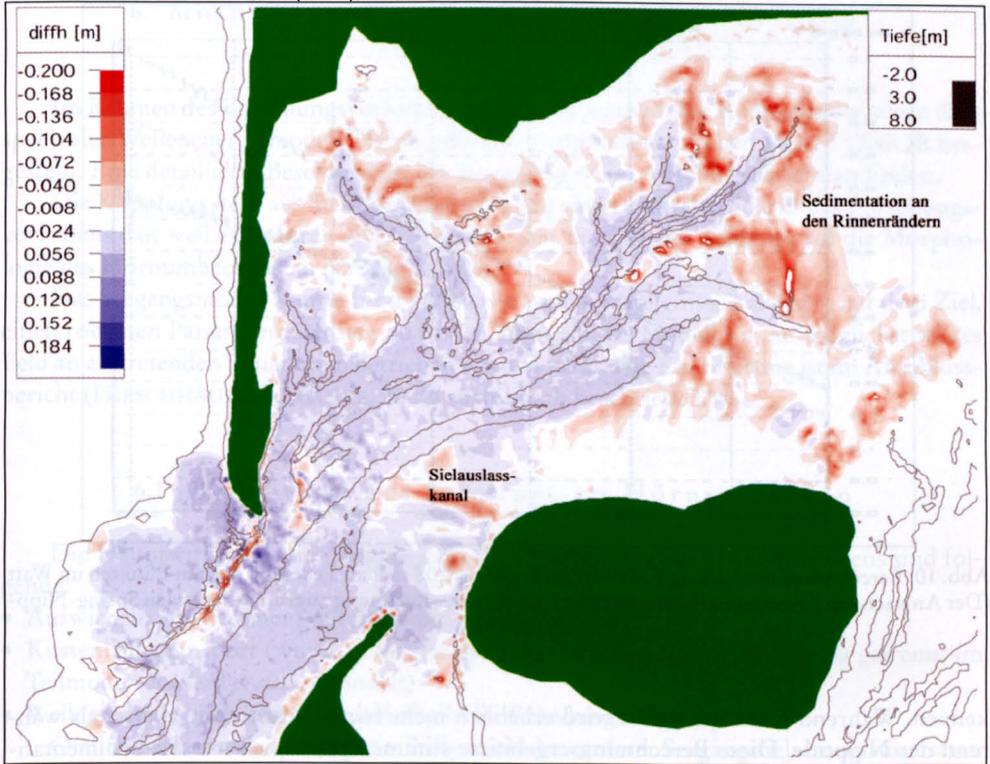


Abb. 9: Berechnete Tiefenänderungen innerhalb eines halben Jahres (Rechnung ohne Seegang) (rot: Sedimentation, blau: Erosion)

keit abhängigen Beziehung über die Hjulström-Kurve bestimmt (HIRSCHHÄUSER, MEWIS u. ZANKE, 1998).

Die berechneten Morphologieänderungen werden nach einem halben Berechnungsjahr diskutiert, da Rechnungen ohne Berücksichtigung des Seegangs nur naturähnliche Ergebnisse für ruhigere Perioden erbringen und diese im Jahr nicht länger als ein halbes Jahr angesezt werden können.

In Abb. 9 sind die Tiefenänderungen nach einem halben Jahr dargestellt. Rote Bereiche stellen Sedimentationsflächen, blaue Bereiche Erosionsflächen dar. Die sich ausbildenden morphologischen Strukturen sind Anlagerungen an den Rinnenrändern und eine leichte Erosion innerhalb der Rinnen. Insgesamt halten sich die Tiefenänderungen jedoch in einem sehr beschränkten Rahmen: Sie übersteigen 20 cm in einem halben Jahr nur an wenigen Stellen.

Ein Sedimentationsbereich nordwestlich von Föhr ist auf einen dort vorhandenen Sielauslasskanal zurückzuführen.

Das Material für diese Umlagerungen ist überwiegend Feinkornmaterial. Es stammt aus den Rinnen, wo es zu Beginn der Rechnung in geringem Anteil vorhanden ist, ausgetragen wird und sich zur Kenterzeit auf den Wattflächen absetzt. Die Feinkornfraktion wird innerhalb dieser Rechnung durch die Korngröße 0,08 mm repräsentiert.

Für drei exemplarische Knoten ist der Anwachs der Feinkornfraktion 0,08 mm in der obersten Bodenschicht, die im Modell als in das Gebiet strömende Schwebstofffraktion behandelt wird, in Abb. 10 dargestellt. In den Kurven ist gut der Spring-Nipp-Zyklus zu er-

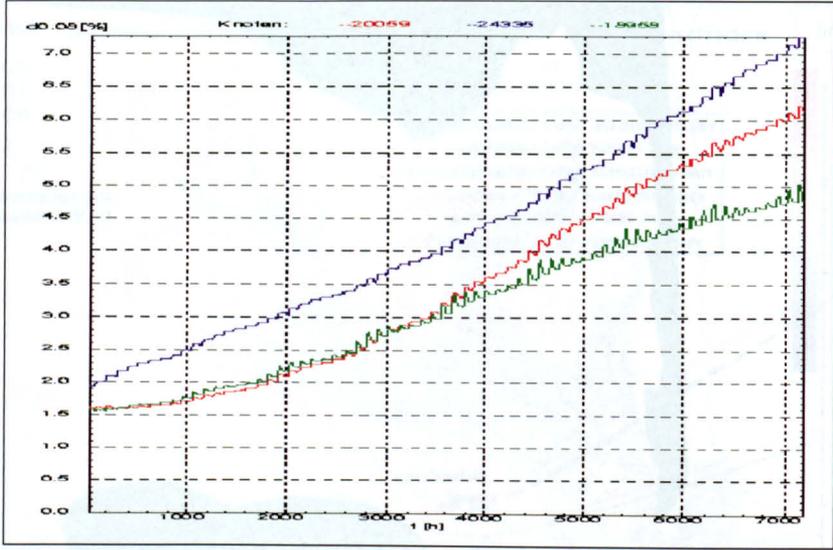


Abb. 10: Berechnete Entwicklung der Feinkornfraktion 0,08 mm an 3 exemplarischen Punkten im Watt (Der Anwachs an Feinmaterial korrespondiert mit dem der Rechnung zugrunde liegenden Spring-Nipp-Zyklus)

kennen. Während einer Springflut wird erheblich mehr feines Material abgelagert als während der Nipptide. Diese Berechnungsergebnisse stimmen prinzipiell mit der Sedimentationsschichtung, wie sie aus Bohrkernen von Wattflächen bekannt ist, überein, wie beispielsweise in Abb. 11 in einem Bohrkern des Senckenberg-Instituts Wilhelmshaven. Auch hier korrespondiert die Sedimentationsschichtung mit dem Spring-Nipp-Zyklus.

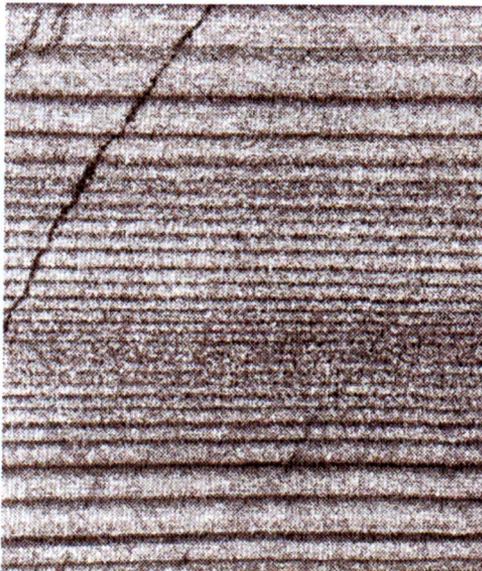


Abb. 11: Bohrkern von Wattoberfläche (Senckenberginstitut Wilhelmshaven)

6. Morphodynamische Rechnungen mit Seegang Hörnnumbecken

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde eine instationäre Kopplung zwischen dem spektralen Wellenenergiemodell SWAN und dem morphodynamischen Modell TIMOR hergestellt. Eine detaillierte Beschreibung der Kopplung ist im Abschlussbericht zu finden.

Die Kopplung stellt aus Sicht der Modellierung einen zentralen Schritt des Forschungsvorhabens dar, weil es dadurch möglich wurde, den Einfluss des Seegangs auf die Morphologie des Hörnumbeckens zu berücksichtigen.

Das Seegangmodell wurde für zwei quasistationäre Ereignisse kalibriert mit dem Ziel, einen robusten Parameterdatensatz zu finden, mit dem das Modell für ein möglichst weites Feld an auftretenden Situationen betrieben werden kann. Die Kalibrierung ist im Abschlussbericht (HIRSCHHÄUSER u. ZANKE, 2000) ausführlich beschrieben.

6.1 Bedeutung des Seegangs im Hörnumbecken

Die Hauptwirkungen des Seegangs auf die Morphologie des Hörnumbeckens sind folgende:

- Aufwirbeln von Sediment durch Bodenorbitalbewegung
- Küstenlängstransport (wurde aufgrund der erforderlichen hohen Auflösung getrennt im Teilmodell *Außenbereich* behandelt)
- Welleninduzierte Strömungen außerhalb der Brandungszone

Örtlich betrachtet sind folgende Teilbereiche besonderer Seegangsbelastung ausgesetzt:

- Starke Wirkung auf den Außensänden. Hier wird durch Grundberührung und teilweises Brechen der Wellen viel Material in Suspension gebracht und mit den Tideströmungen weitertransportiert.
- Relativ starke Wirkung des Seegangs an den Rinnenrändern: In den Bereichen, wo während ruhiger Wetterlagen Material abgelagert wird, ist die Wellenwirkung aufgrund des starken Tiefengradienten im Vergleich mit der näheren Umgebung besonders hoch.
- Wirkung des Seegangs auf Wattflächen: Auch auf den Wattflächen, die nur geringen Tidestromgeschwindigkeiten ausgesetzt sind, wird durch den Seegang Material in Suspension gebracht.

Um die Bedeutung des Seegangs für die Morphologie des Hörnumbeckens zu verdeutlichen, wurde der Anteil der Ereignisse bestimmt, in dem die Bodenschubspannung der maximalen Tidestromgeschwindigkeit größer als die Bodenschubspannung aus der Seegangswirkung ist. Hierzu wurde für 40 Windlagen (8 Richtungen und 5 Windstärken) die Seegangsbelastung berechnet und die Ereignisse, an denen die Belastung geringer war als durch die Tideströmung, entsprechend ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit aufsummiert. Das Ergebnis kann als eine örtlich differenzierte Darstellung des morphologisch dominanten Faktors aufgefasst werden und ist in Abb. 12 dargestellt.

In den Tiderinnen ist die Belastung aus der Tideströmung erwartungsgemäß größer als durch die Seegangswirkung. Auf den Wattflächen ergibt sich ein anderes Bild: Hier überwiegen in 60–70 % der Fälle die Seegangsbelastungen, in Teilbereichen sogar zu einem noch höheren Prozentsatz.

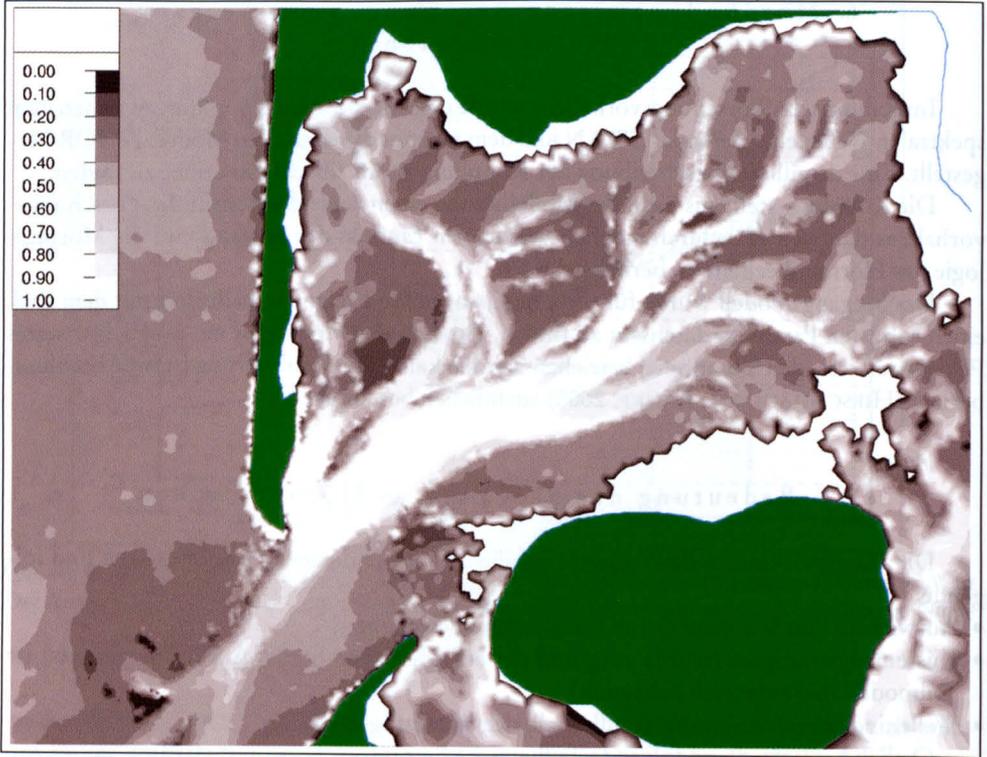


Abb. 12: Anteil der Zeit, in der die Bodenschubspannung aus der maximalen Tidestromgeschwindigkeit die seegangsbedingte Bodenschubspannung bei einem Wasserstand von 0 m üNN übersteigt (hell: tide-dominiert, dunkel: seegangsdominiert)

6.2 Eingabefilterung Seegang

Für morphologische Langfristprognosen besteht die Notwendigkeit, die Eingangsgrößen auf die für den Untersuchungszweck relevanten zu beschränken. Im Falle des Seegangs kommt erschwerend hinzu, dass er stark wasserstandsabhängig ist, das heißt, dass bei sonst gleichen Randbedingungen (Windlage, Dünung, ...) die Bodenschubspannungen durch Wellenwirkung mit den tidebedingten Wasserstandsschwankungen variieren können.

Die Reduktion auf repräsentative Ereignisse stellt sich im Falle des Seegangs als wesentlich komplexer als bei der Tide dar. Die Gründe hierfür sind:

- Der Seegang ist in seiner zeitlichen und lokalen Variabilität wesentlich größeren Schwankungen unterlegen als die Tidestromung.
- Unterschiedliche Seegangereignisse erzeugen qualitativ wesentlich variabelere morphologische Veränderungen als unterschiedliche Tiden.

Ähnlich wie bei der Bestimmung der morphologischen Tide wurde auch hier eine Referenzmorphologieänderung bestimmt. Diese wurde als aus 40 Windlagen (8 Richtungen und 5 Windstärken) resultierende, entsprechend ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit superponierte Morphologieänderung ermittelt. Anhand dieser Referenzmorphologieänderung wurden die Berechnungsergebnisse mit einem oder einer Kombination von wenigen Seegangereignissen bewertet. Das Vorgehen ist ausführlich in (HIRSCHHÄUSER et al., 2000) beschrieben, und das Ergebnis ist in Tab. 4 dargestellt.

Tab. 4: Repräsentative Ereignisse mit dazugehörigen Wichtungsfaktoren für bis zu 4 berücksichtigte Ereignisse

Anzahl Ereignisse	Süd	Südwest	West	Nordwest	rel. Volumenfehler
1			0,7 × W 7,5 m/s		21,20 %
2		0,55 × SW 7,5 m/s		0,15 × NW 12,5 m/s	18,70 %
3		0,3 × SW 7,5 m/s	0,15 × W 12,5 m/s	0,25 × NW 7,5 m/s	16,40 %
4	0,3 × S 7,5 m/s	0,05 × SW 12,5 m/s	0,1 × W 12,5 m/s	0,35 × NW 7,5 m/s	13,00 %

Beste Übereinstimmung mit der Referenzmorphologieänderung ergibt sich, wenn die berücksichtigten Ereignisse mehr oder weniger um die West-Richtung verteilt sind und eine Kombination aus schwächeren 7,5 m/s- und stärkeren 12,5 m/s-Ereignissen herangezogen wird. Die 12,5m/s-Ereignisse sollten mit einem Gewicht, das nicht höher ist als 15 %, berücksichtigt werden. Offensichtlich werden aber die morphologischen Effekte stärkerer Ereignisse durch die häufiger auftretenden schwächeren Ereignisse teilweise kompensiert.

Die mit den jeweils berücksichtigten repräsentativen Ereignissen erreichte Genauigkeit steigt mit der Anzahl der berücksichtigten Ereignisse. So sinkt der relative Volumenfehler von über 20 % auf 13 % bei 4 berücksichtigten Ereignissen.

Eine Summation der Wichtungsfaktoren führt auf einen Wert, der bei 70–80 % liegt. Die Abweichung zu 100 % erklärt sich durch den zeitlichen Anteil relativ ruhiger Wetterlagen, während derer nur geringe morphologische Veränderungen stattfinden und die daher als repräsentative Ereignisse nicht berücksichtigt werden.

Bestimmung morphologisch dominanter Windsituationen

Weiterhin sollte geklärt werden, welche Bereiche des Beckens durch welche Einzelergebnisse besonders stark geprägt sind. Hierzu wurden morphologisch dominante Windsituationen definiert. Morphologisch dominante Windsituationen sind solche, die für die langfristig stattfindenden Morphologieänderungen nach Wichtung mit ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit den stärksten Anteil liefern.

In Abb. 13 sind die morphologisch dominanten Windrichtungen dargestellt. Sie fassen Bereiche mit gleicher Windrichtung aber unterschiedlicher Windstärke zusammen.

Es zeigt sich, dass das Hörnumbecken fast ausschließlich von den Windrichtungen Südwest, West und Nordwest bestimmt wird. Der Bereich nördlich des Hörnumtiefs ist durch Südwestwindlagen geprägt. Eine Ausnahme bildet hier das Osterley, in dem Westwindlagen dominierend sind. Weiter südlich im Bereich zwischen Osterley und Hörnumtief sind wieder Südwestwindlagen dominant. Westwindlagen sind vornehmlich für das Hörnumtief und die östlichen Bereiche des Beckens dominant. In den tiefsten Bereichen des Hörnumtiefs, südlich von Sylt und im Bereich des Vortrapptiefs bis zu den Außensänden sowie im Wattgebiet westlich der Amrum-Odde sind Nordwestwindlagen dominant.

Die lokal differenzierte Kenntnis solcher morphologisch dominanten Windlagen lässt Rückschlüsse auf die morphologische Entwicklung des Beckens bei einer Veränderung der langjährigen Windsituationen zu.

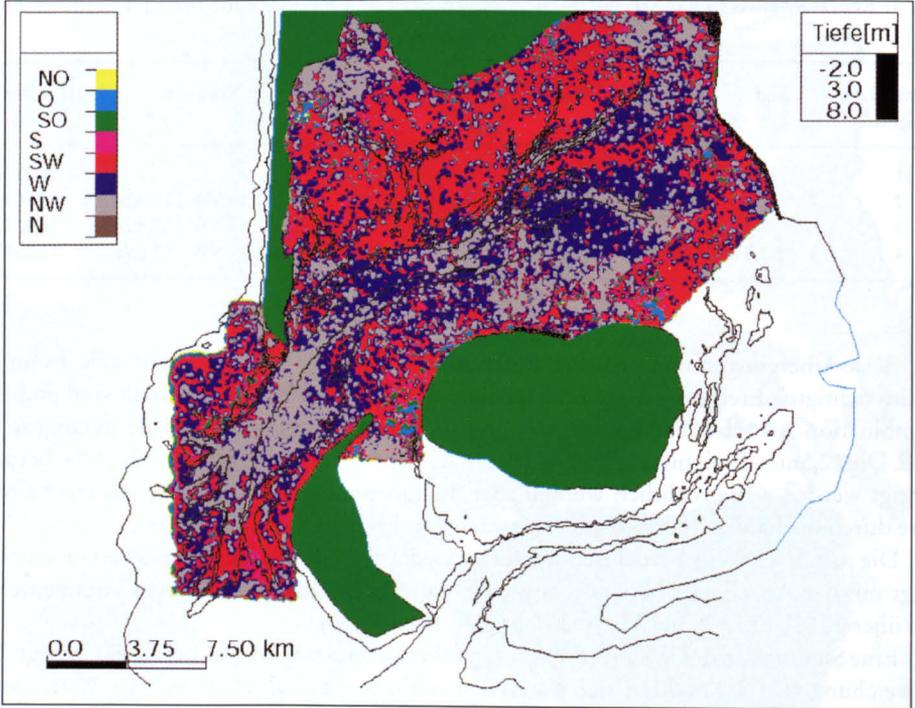


Abb. 13: Morphologisch dominante Windsituationen

6.3 Morphodynamische Modellierung mit einzelnen Seegangseignissen

Im Folgenden werden Rechnungen, die mit je einer Seegangrandbedingung betrieben wurden, vorgestellt.

Die schlechte Datenlage gestattete es nicht, eine Zieltopographie vorzugeben. Aufgrund der geringen Häufigkeit und der Qualität der Vermessungen lässt es sich nicht immer entscheiden, in welchen Bereichen langfristige morphologische Entwicklungen stattgefunden haben, wo sie reversibler bzw. temporärer Natur sind und wo Messungenauigkeiten vorliegen, die eine morphologische Entwicklung vortäuschen. Aus diesem Grund sind beim Vergleich mit Naturdaten morphologische Veränderungen, die unter 0,50 m liegen, ausgeblendet.

Die Tiefendifferenzen zwischen 1974 und 1986 sind in Abb. 14 dargestellt.

Als erste Rechnung wird eine Seegangrandbedingung mit einer Südwestwindlage, 12,5 m/s betrachtet. Die Berechnungsergebnisse für ein halbes Jahr sind in Abb. 15 dargestellt.

In folgenden Bereichen wird in der Rechnung eine den natürlichen morphologischen Entwicklungen qualitativ ähnliche morphodynamische Entwicklung berechnet:

- Erosionsbereich westliche Rantumlohe
- Anlagerungsbereich östliche Rantumlohe
- Rinnenverlagerung in südliche Richtung zwischen Rantumlohe und Eidumtief
- Verlagerung zweier Flachs Eidumtief
- Verlagerung Theeknobssand
- Überwiegende Sedimentation im Endbereich Hörnumtief
- Überwiegende Sedimentation im Endbereich Osterley

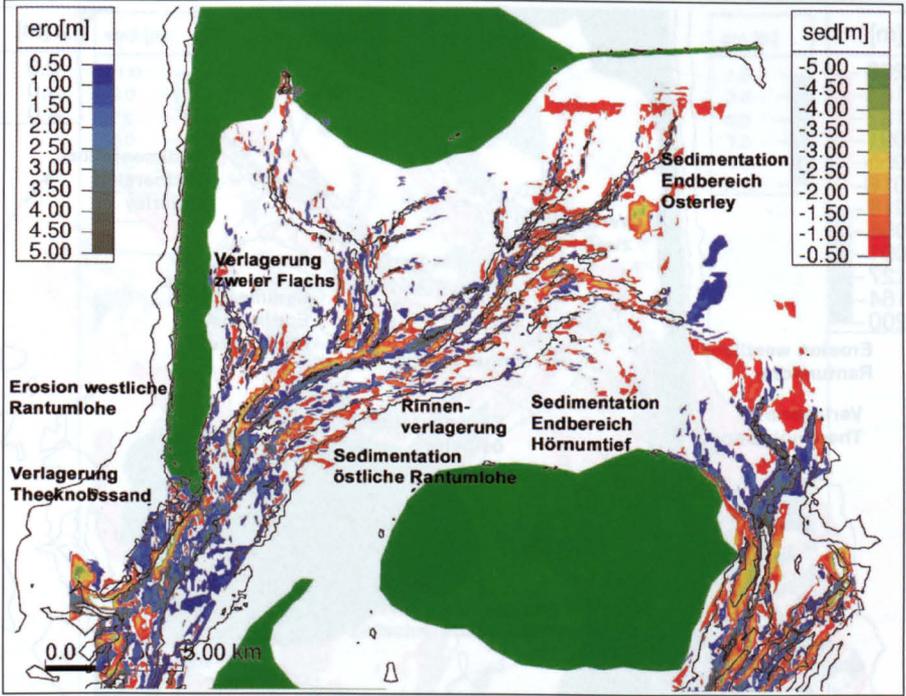


Abb. 14: Gemessene Tiefendifferenzen über 0,5 m 1974–1986 (blau bis dunkelgrün: Erosion, rot bis hellgrün: Sedimentation)

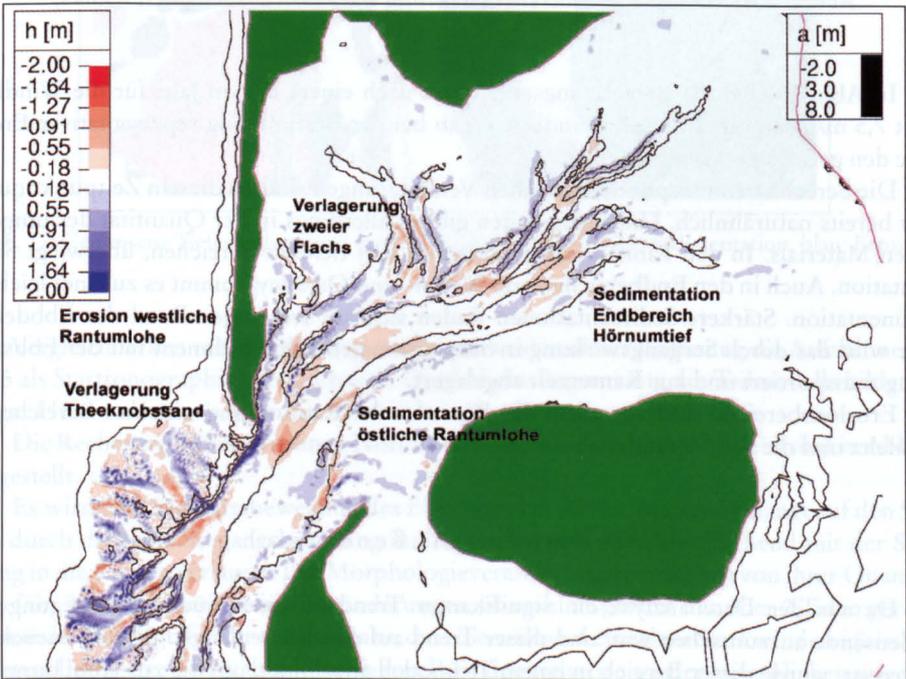


Abb. 15: Berechnete Tiefenänderungen innerhalb eines halben Jahres (Südwest 12,5 m/s) (rot: Sedimentation, blau: Erosion)

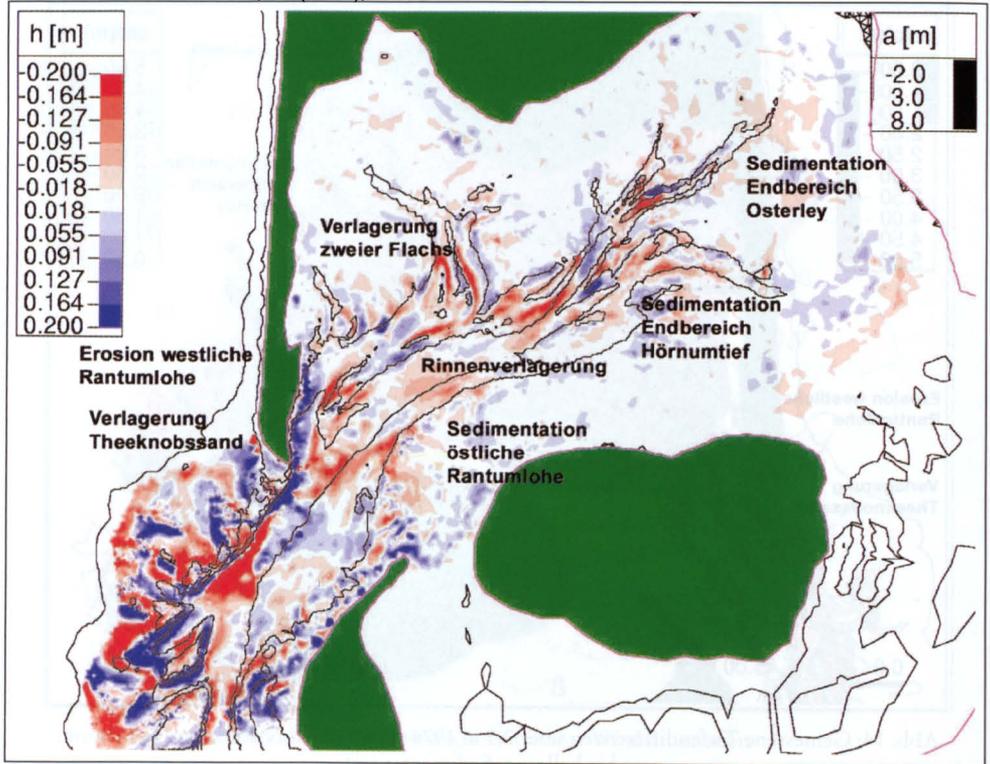


Abb. 16: Berechnete Tiefenänderungen innerhalb eines halben Jahres (West 7,5 m/s)

In Abb. 16 sind die Berechnungsergebnisse nach einem halben Jahr für die Windlage West 7,5 m/s dargestellt. Diese Windlage ergab bei der Bestimmung repräsentativer Ereignisse den geringsten Volumenfehler.

Die berechneten morphodynamischen Veränderungen sind zu diesem Zeitpunkt qualitativ bereits naturähnlich. Ungenauigkeiten gibt es allerdings in der Quantität des umgelagerten Materials. In den Rinnen, insbesondere in den tieferen Bereichen, überwiegt Sedimentation. Auch in den Endbereichen von Wester- und Osterley kommt es zu einer leichten Sedimentation. Stärkere Sedimentationen finden sich am seeseitigen Rand des Ebbdeltas. Hier wird das durch Seegangswirkung in Suspension gebrachte Sediment mit der Ebbströmung transportiert und zur Kenterzeit abgelagert.

Erosionsbereiche sind vor allem das Westufer der Rantumlohe, einzelne Bereiche am Ebbdelta und die Rinnenränder.

7. Teilmodell Außenbereich

Da aus der Datenanalyse ein signifikanter Trend zu einer Südwärtsbewegung der Außensände auszumachen war, und dieser Trend auf den Küstenlängstransport zurückzuführen ist, wurde dieser Bereich in einem Teilmodell abgebildet, um die zur Abbildung des Küstenlängstransportes hohe räumliche Auflösung realisieren zu können.

Die natürlichen Veränderungen zwischen 1955 und 1974 sind in Abb. 17 dargestellt. Um

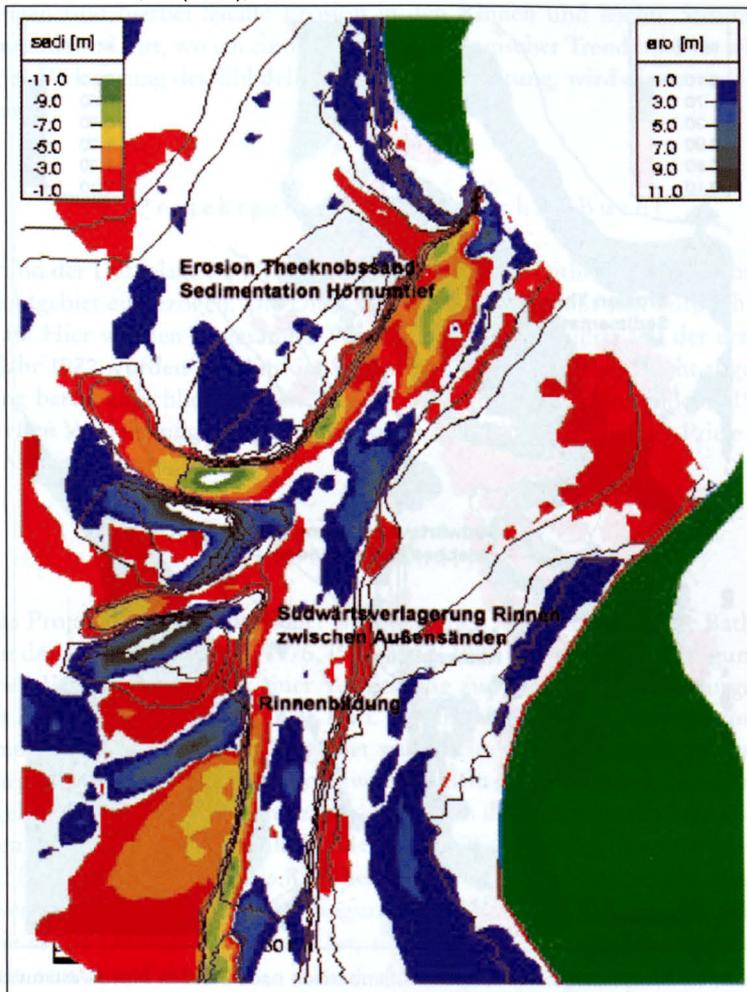


Abb. 17: Gemessene Tiefenänderungen Außenbereich 1955–1974 (rot: Sedimentation, blau: Erosion)

eine Vergleichbarkeit mit der Natur zu erreichen, wird in dieser Rechnung die Aufnahme von 1955 als Starttopographie herangezogen. Die östliche Begrenzung des Teilmodells bildet das Seegat Hörnumtief.

Die Rechenergebnisse für einen Nordweststurm Windstärke 8 (17,5 m/s) sind in Abb. 18 dargestellt.

Es wird eine Südwärtsbewegung des Ebbdeltas berechnet. Material gelangt auf den Sänden durch die hohe Seegangsbelastung in Suspension und wird anschließend mit der Strömung in die Rinnen verlagert. Die Morphologieveränderungen erreichen von ihrer Quantität ungefähr 20 % der langjährigen Veränderungen, obwohl insgesamt nur über 2 Tiden gerechnet wurde. Dies legt die Vermutung nahe, dass die während einzelner Starkwindereignisse erzeugten Umlagerungen während ruhigerer Perioden teilweise wieder ausgeglichen werden.

Es zeigt sich, dass diese in der Natur anzutreffende morphologische Entwicklung vom Modell in der Tendenz nachgebildet werden kann.

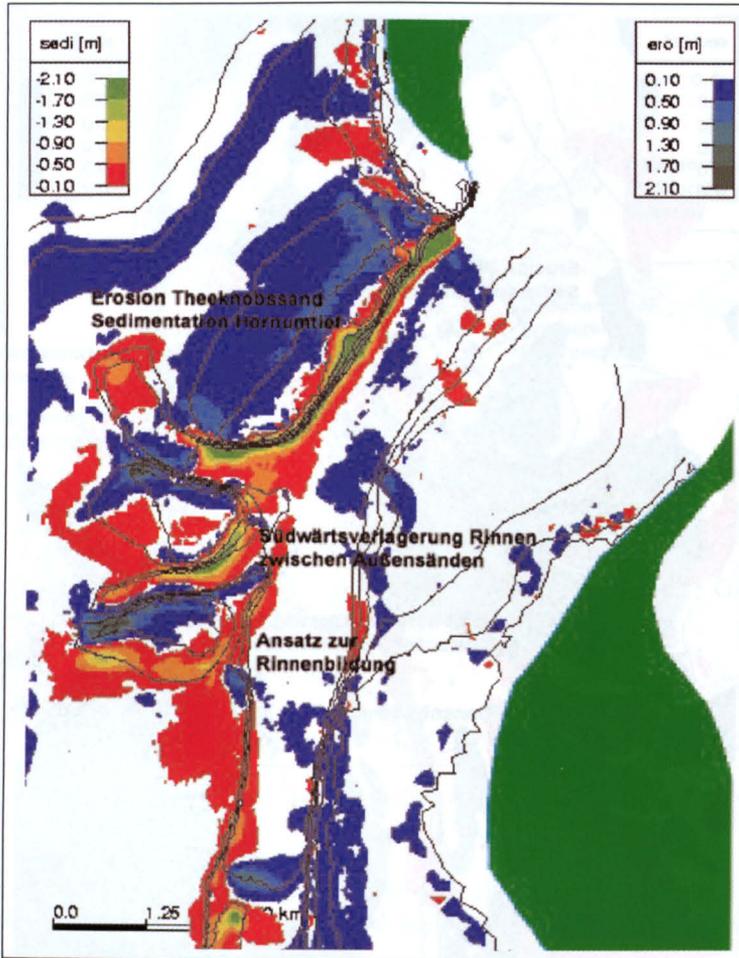


Abb. 18: Berechnete Morphologieänderungen Außenbereich nach 2 Tiden Nordweststurm (17,5 m/s) (rot: Sedimentation, blau: Erosion)

8. Zusammenfassung der Ergebnisse im Tidebecken Hörnumbecken

Es konnte gezeigt werden, dass das morphodynamische Modell bei Berücksichtigung des Seegangs in einem Gebiet, das sich annähernd im morphologischen Gleichgewicht befindet, wie es im Hörnumbecken der Fall ist, naturähnliche Ergebnisse berechnet. Insbesondere werden morphologisch aktive Bereiche gut getroffen und Rinnenverlagerungen dort berechnet, wo sie auftreten. Unschärfen existieren in der Quantität des umgelagerten Materials und im zeitlichen Ablauf der Umlagerungen. Es wurden Verfahren der Eingabefilterung angewandt, die für morphologische Langfristprognosen unverzichtbar sind. Bei der Wahl repräsentativer Windlagen ergab eine Kombination aus nordwestlichen, westlichen, südwestlichen und südlichen Windlagen die beste morphologische Übereinstimmung mit einem Referenzzustand. Bei Vernachlässigung des Seegangs sind erwartungsgemäß hingegen nur Aussagen für ruhigere Perioden möglich. Die auffälligsten berechneten morphologischen

Entwicklungen sind hierbei leichte Erosion in den Rinnen und leichte Sedimentation an den Rinnenrändern. Dort, wo ein eindeutiger morphologischer Trend besteht, wie beispielsweise bei der Verlagerung des Ebbdeltas in südliche Richtung, wird dieser vom Modell gut prognostiziert.

9. Projektgebiet Dithmarscher Bucht

Aufgrund der Datenlage im Hörnumbecken wurde die Dithmarscher Bucht als zusätzliches Projektgebiet einbezogen. Die Dithmarscher Bucht schließt sich nördlich an die Elbmündung an. Hier wurden insgesamt 2 Vordeichungen ausgeführt: Mit der ersten Vordeichung im Jahr 1972 wurden 11,5 km² im Südosten der Dithmarscher Bucht abgetrennt. Die Vordeichung betraf ausschließlich den Bereich des Sommerkoog-Steertlochs. 1978 wurden mit der zweiten Vordeichung weitere 22,5 km² aus dem Einzugsgebiet der Priele Wöhrdener Loch und Kronenloch eingedeicht.

9.1 Datenanalyse

Für das Projektgebiet Dithmarscher Bucht standen 7 quasisynoptische Bathymetriedatensätze aus den Jahren 1969, 1973, 1976, 1979, 1982, 1985 und 1990 zur Verfügung. Die morphologischen Veränderungen von einer Vermessung zur nächsten wurden ausgewertet und flächenhaft dargestellt (vgl. beispielhaft Abb. 23) und dienten als Interpretationsgrundlage für die Simulationen. Für das Gesamtgebiet wurde eine Sedimentbilanz aufgestellt, die in Abb. 19 dargestellt ist. Aus der Differenz zwischen dem sedimentierten und dem erodierten Volumen geht das Sedimentvolumen hervor, welches in den betrachteten Zeiträumen aus anderen Teilen der Deutschen Bucht in das Gebiet der Dithmarscher Bucht eingetragen worden ist und für die Modellierung als Randbedingung berücksichtigt werden muss. Die Vorgabe der sedimentologischen Randbedingung ist besonders in einem geschützten Tidebecken, wie es die Dithmarscher Bucht ist, mit relativer Nähe zu den schwebstoffreichen Ästuaren ein sensitiver Faktor.

Weiterhin wurde der Frage nachgegangen, aus welchen Tiefenbereichen Material umgelagert wurde. Dies ist in Abb. 21 und Abb. 22 dargestellt. Aus dieser Abbildung ist zu entnehmen, dass die 1976er Vermessung wahrscheinlich falsch beschickt wurde, da ein großes Sedimentvolumen bezogen auf 1973 fehlt (was gerade vor dem Hintergrund der ersten Vordeichung 1972 als unrealistisch angesehen werden muss), welches bis 1979 in denselben Tiefenlagen in etwa den selben Mengen wieder vorhanden ist. Von 1979 an sind starke Ablagerungen von Material oberhalb der Niedrigwasserlinie aufgetreten. Das Material wird teilweise aus den Rinnenbereichen zwischen 10–15 m Tiefe erodiert. Diese zwischenzeitliche Erosion in den Rinnen wird bis 1990 wieder mehr als ausgeglichen, was in Übereinstimmung mit den durch die Verkleinerung des Wateinzugsgebiets zu erwartenden Verkleinerungen der Rinnenquerschnitte und des Beckenvolumens steht.

Dies legt den Schluss nahe, dass die morphologische Anpassung des Gebietes an das verkleinerte Tidebecken auf den Wattflächen wesentlich schneller fortschreitet als in den Rinnen. Eine Ursache dafür könnte in der Verfügbarkeit von „adäquatem“ Material liegen: Während sich auf den Wattflächen feinkörniges Material, was aus der Deutschen Bucht eingetragen wird, absetzen kann, kann sich in den Rinnen wegen der dort weitaus größeren Tidestromgeschwindigkeiten nur gröberes Material ablagern. Dieses gelangt jedoch, wenn

Die Küste, 64 (2001), 1-304
überhaupt, nur in sehr geringen Mengen aus anderen Teilen der Deutschen Bucht in die Dithmarscher Bucht.

Zwischen 1982 und 1985 wurde Material von den Wattflächen in die flacheren Rinnenbereiche verlagert, welches im Folgezeitraum 1985–1990 wieder auf die Wattflächen transportiert wurde. Eine mögliche Erklärung hierfür ist das erhöhte Auftreten von Starkwindereignissen (vgl. Abb. 20) zwischen 1982 und 1985, während derer durch den verstärkten See-

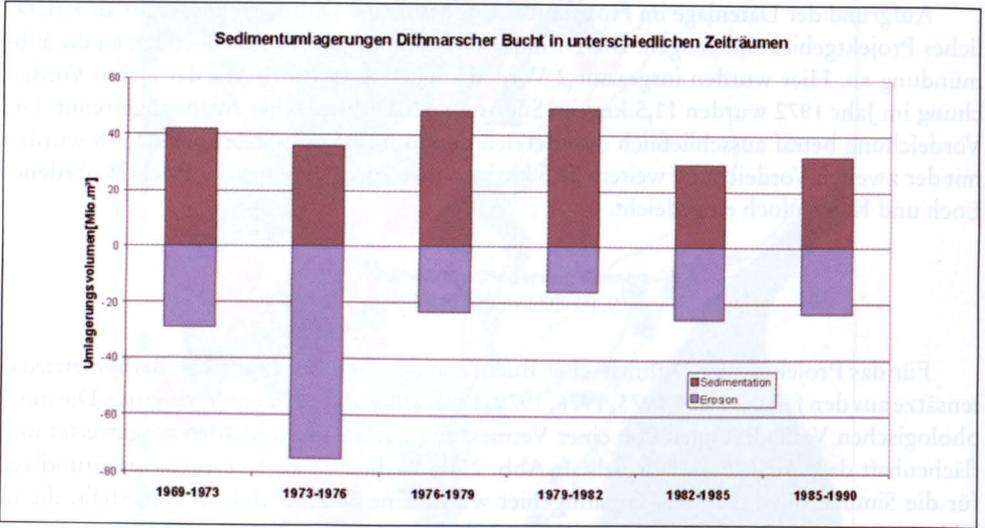


Abb. 19: Globale Sedimentbilanz Dithmarscher Bucht (Differenzen bis 1976 beinhalten noch das Teilgebiet östlich der 2. Abdeichung)

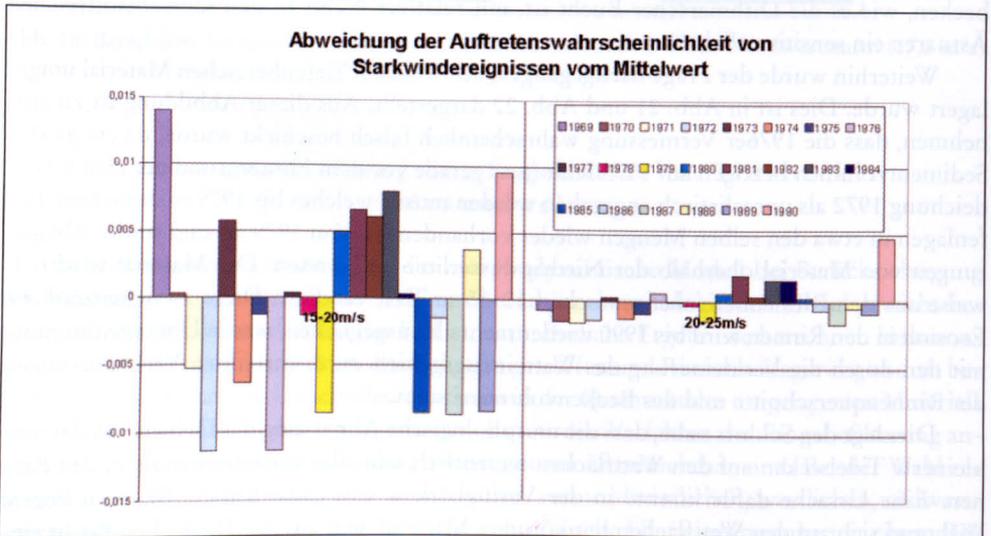


Abb. 20: Abweichung der Auftretenswahrscheinlichkeit von Starkwindereignissen vom Durchschnittsjahr als Gradmesser für die Seegangsbelastung in einzelnen Jahren

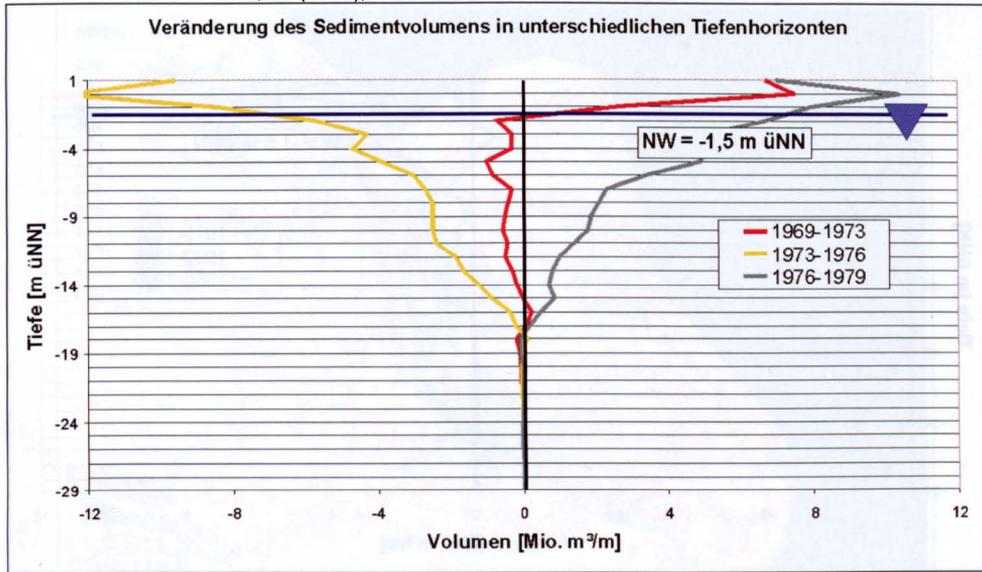


Abb. 21: Sedimentumlagerungen pro m Tiefenschicht für den Bereich westlich des neuen Deichs

gang Material von den Wattflächen erodiert wird und in den Rinnen zur Ablagerung kommt. Der Zeitraum von 1985 bis 1990 kann dagegen als ruhig charakterisiert werden, weshalb das Material wieder auf die Wattflächen verlagert wurde. Diesem Wechselspiel zwischen ruhigen und stürmischen Perioden, der Identifikation der morphodynamisch relevanten Ereignisse und dem Einfluss ihrer Chronologie wird in dem KFKI-Forschungsvorhaben *Langfristige Sedimentdynamik für das System Tidebecken-Ebbdelta unter besonderer Berücksichtigung von verändertem Seegang und Wasserständen* nachgegangen.

Als Referenzzustand wurde letztlich die Morphologieänderung von 1979–1982 herangezogen. Zu diesem Zeitpunkt war die Vordeichung bereits abgeschlossen und die morphologische Anpassung an das verkleinerte Tidebecken am stärksten, dessen Nachbildung ein Ziel des Forschungsvorhabens war. Weiterhin war damit die Möglichkeit gegeben, einen möglichst langen Zeitraum morphodynamisch zu modellieren, um Aussagen über den vertretbaren Prognosezeitraum treffen zu können.

Datensätze, in deren Zwischenzeitraum ein Teil des neuen Dammes fertiggestellt wurde, sind als Referenzzustände problematisch, da sich nicht deutlich zwischen den Morphologieänderungen, die vor und die nach der Vordeichung stattgefunden haben, differenzieren lässt.

In dem betrachteten Zeitraum mäandriert der Haupttidestrom Piep, was in Abb. 23 zu erkennen ist. Die Verstärkung der Mäandrierung mit Erosion in den Außenkurven und Sedimentation an den Innenkurven tritt südlich von Büsum und im weiteren Verlauf bei der folgenden 90°-Fließrichtungsänderung auf. Diese Tendenz ist schon für frühere Aufnahmen der Dithmarscher Bucht belegt (WIELAND, 1984) und daher nicht auf den Eingriff zurückzuführen. Sie ist allerdings aufgrund der in den Fließkurven auftretenden Sekundärströmungen eine stark dreidimensional beeinflusste Erscheinung, weshalb sie vom zweidimensionalen Modell nur beschränkt wiedergegeben werden kann.

Es treten flächendeckende Sedimentationen auf, die als Reaktion des Gebiets auf die verkleinerte Einzugsgebietsfläche interpretiert werden müssen. Die Anpassung tritt sowohl auf den Wattflächen als auch in den Rinnen auf.

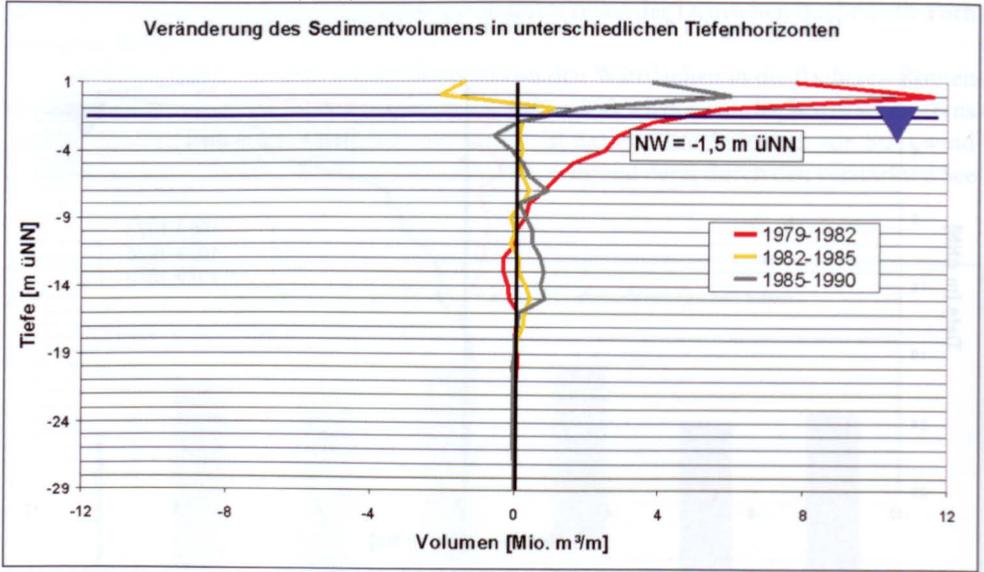


Abb. 22: Sedimentumlagerungen pro m Tiefenschicht für den Bereich westlich des neuen Deichs

9.2 Morphodynamische Modellierung Dithmarscher Bucht

Für die Dithmarscher Bucht stand die Frage im Vordergrund, ob bzw. inwieweit die in der Natur durch den starken Eingriff hervorgerufene morphodynamische Reaktion mit dem morphodynamischen Programm TIMOR nachgebildet werden kann. Von der innerhalb des Projektes erarbeiteten Strukturierung

- Modellierung der morphodynamischen Reaktion auf einen starken Eingriff
 - Modellierung lokal begrenzter morphologischer Strukturen
 - Modellierung der großräumigen Sedimentdynamik
- stand hier also der erste Fall im Vordergrund.

Die Bedeutung des Seegangs sollte im Untersuchungsgebiet Hörnumbecken eingehend untersucht werden. Zentrale Fragestellungen waren in der Dithmarscher Bucht daher folgende:

- Kann die von der Vordeichung ausgelöste morphodynamische Reaktion vom Modell (auch ohne Berücksichtigung des Seegangs) wiedergegeben werden?
- Welche Parameter (Korngrößen, Feinstschwebstoffe, ...) haben einen Einfluss?

Das Modell wurde mit den weiter vorne beschriebenen Parameterdatensätzen betrieben.

Vergleicht man die Berechnungsergebnisse des morphodynamischen Modells TIMOR in Abb. 24 mit den gemessenen Tiefenänderungen, so erkennt man, dass das morphodynamische Modell TIMOR die Morphologieänderungen für den betrachteten 3-Jahreszeitraum sowohl von der Tendenz als auch von der Quantität in weiten Bereichen ordentlich wiedergibt. Die Lage und Quantität der flächenhaften Sedimentationen, die als Anpassung des Gebietes an die verkleinerte Wattenzugsgebietsfläche interpretiert werden müssen, können gut wiedergegeben werden. Die Auffüllung der durch den Dammbau entstandenen Baggerlöcher im südöstlichen Teil wird von der Quantität her gut wiedergegeben. Die morphologische Anpassung in den Endbereichen der Rinnen wird zwar in der Tendenz wiedergegeben, jedoch

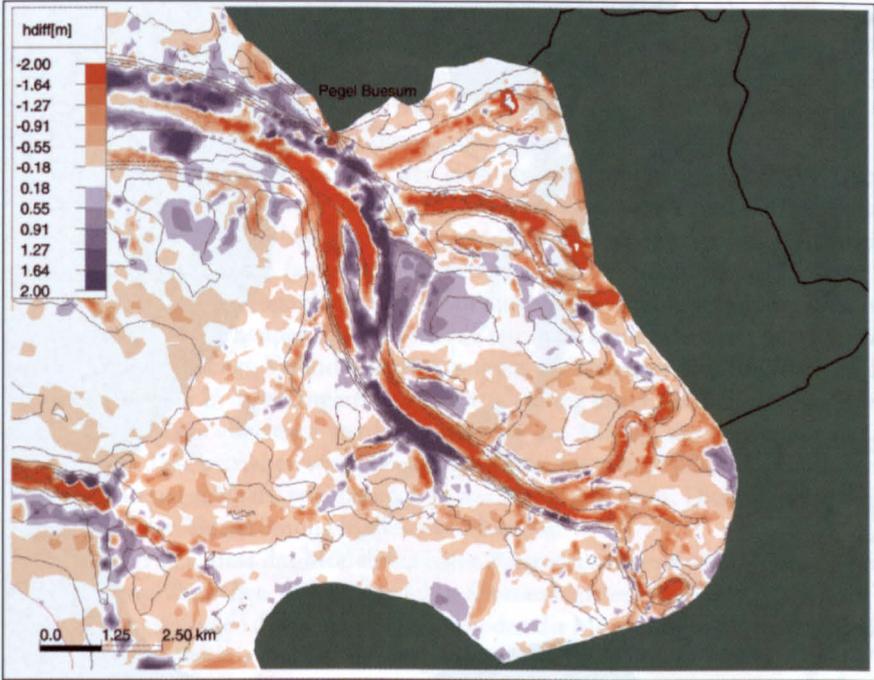


Abb. 23: Dithmarscher Bucht – Gemessene Tiefendifferenzen 1979–1982 (blau: Erosion)

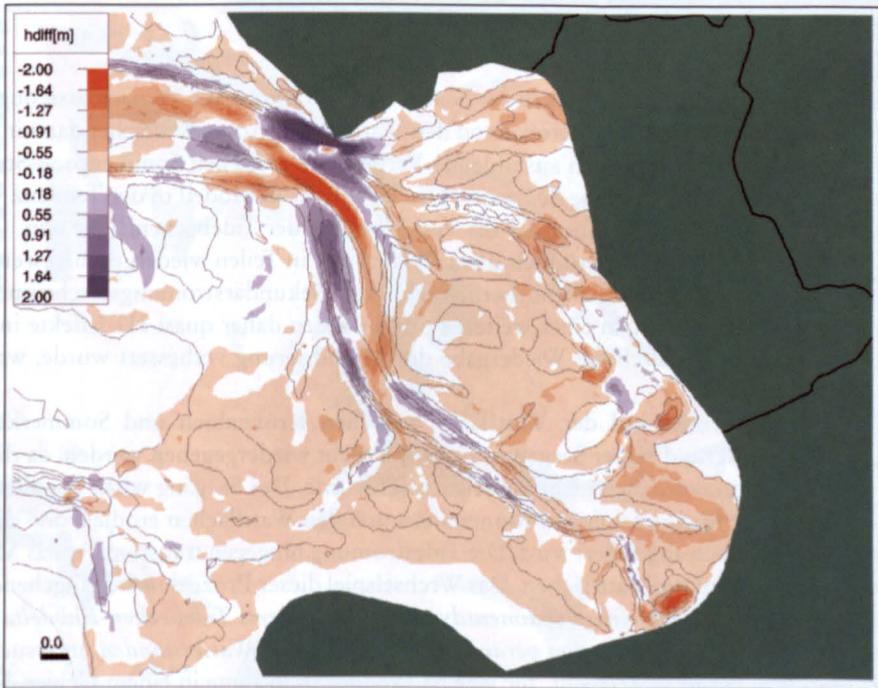


Abb. 24: Dithmarscher Bucht – Berechnete Tiefendifferenzen 1979–1982 ohne parametrisierter Sekundärströmung (blau: Erosion)

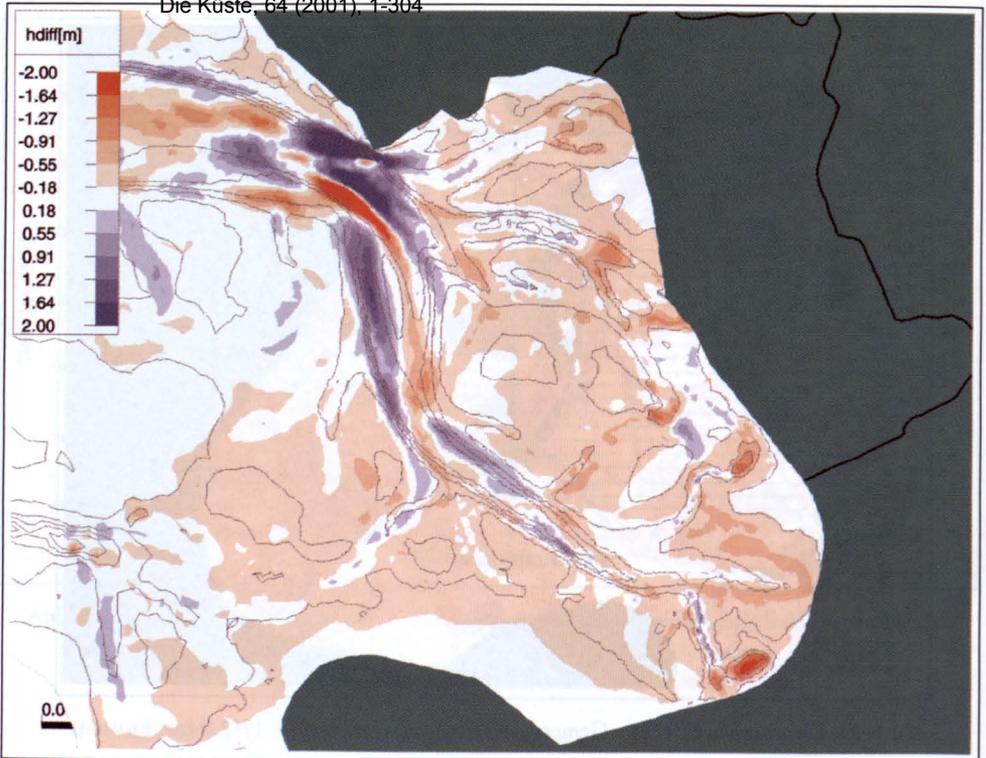


Abb. 25: Dithmarscher Bucht – Berechnete Tiefendifferenzen 1979–1982 ohne parametrisierter Sekundärströmung (blau: Erosion)

in einem weit geringeren Umfang als in der Natur. Hier dürfte u. a. die Vernachlässigung des Seegangs eine Rolle spielen, der Material von den Wattflächen erodiert, welches dann in den Rinnen angelagert wird. Eine sich ausbildende Verbindung zwischen Sommerkoog-Steertloch und Kronenloch in der Nähe des neuen Deichs wird vom Modell in der Tendenz wiedergegeben. Sie dürfte eine Reaktion auf die Verkleinerung der Tidebeckenfläche sein.

Die Mäandrierung der Piep südlich Büsums kann nur in Teilen wiedergegeben werden, was auch auf die im Modell nicht berücksichtigten Sekundärströmungserscheinungen zurückzuführen sein dürfte. In einer weiteren Stufe werden daher quasi 3D-Effekte in das Modell einbezogen, wodurch die Wiedergabe der Mäandrierung verbessert wurde, was in Abb. 25 dargestellt ist.

Der Erosionsbereich auf der Wattfläche zwischen Kronenloch und Sommerkoog-Steertloch kann aufgrund seiner Seegangsexposition nicht wiedergegeben werden, da dieser in diesem Forschungsvorhaben nicht berücksichtigt wurde. Der Seegang wirkt vor allem in der Gestalt, dass er Material von den Rinnenufern und den Wattflächen erodiert und dieses Material in den Rinnen abgelagert wird. Die Tideströmung hingegen transportiert das Material aus den Rinnen auf die Wattflächen. Das Wechselspiel dieser Prozesse wird eingehend im Forschungsvorhaben *Langfristige Sedimentdynamik des Systems Tidebecken-Ebbdelta unter besonderer Berücksichtigung von verändertem Seegang und Wasserständen* untersucht.

Es wurde weiterhin untersucht, für welche Prognosezeiträume in einem Gebiet dieser Größe mit komplexer Topographie noch naturähnliche Morphologieänderungen berechnet werden können. Hierzu wurde die Rechnung mit einer Anfangstopographie von 1979 über

einen Berechnungszeitraum von 11 Jahren fortgesetzt, so dass der endgültige Berechnungszustand mit der Topographie von 1990 verglichen werden konnte. Nach VAN RIJN (1998) ist die Anwendungsgrenze eines 2D-morphodynamischen Modells für ein Gebiet der Größe der Dithmarscher Bucht 5–10 Jahre. Der Berechnungszeitraum liegt somit am oberen Rand der von VAN RIJN angegebenen Anwendungsgrenze.

Die Modellergebnisse sind jedoch in den meisten Bereichen naturähnlich (vgl. Abb. 26 und Abb. 27). Die morphologische Anpassung auf den Wattflächen wird zufriedenstellend wiedergegeben. Auch die morphologische Anpassung der Rinnen wird von der Quantität gut wiedergegeben. In der Natur fand diese Anpassung bereits in den ersten 3 Jahren statt, während das Modell diese Anpassung über einen längeren Zeitraum berechnet. Dies ist aus Abb. 28 und Abb. 29 zu erkennen. Über kürzere Zeiträume kann es bedingt durch Einzelergebnisse zu morphologischen Veränderungen kommen, die entgegen dem langfristigen Trend laufen. Sie werden aber in ihrer längerfristigen Entwicklung durch die Tideströmung wieder ausgeglichen, was daran abgelesen werden kann, dass das Modell, das hier ja nur mit einer morphologischen Tide betrieben wird, über einen Zeitraum von 11 Jahren in ähnlichen Tiefenbereichen Material anlagert, wie das auch in der Natur geschieht. Dies deutet auf die dominierende Rolle der Tideströmung in diesem Gebiet hin.

Generell zeigt sich, dass das Modell für einen Prognosezeitraum von 11 Jahren einen in weiten Teilen naturähnlichen (Gleichgewichts-)Zustand generiert. Die Angabe von zeitlichen Anwendungsgrenzen dürfte daher stark von den die Morphologie bestimmenden Prozessen abhängen. Ist dies wie im Falle der seegangsgeschützten Dithmarscher Bucht die Tide-

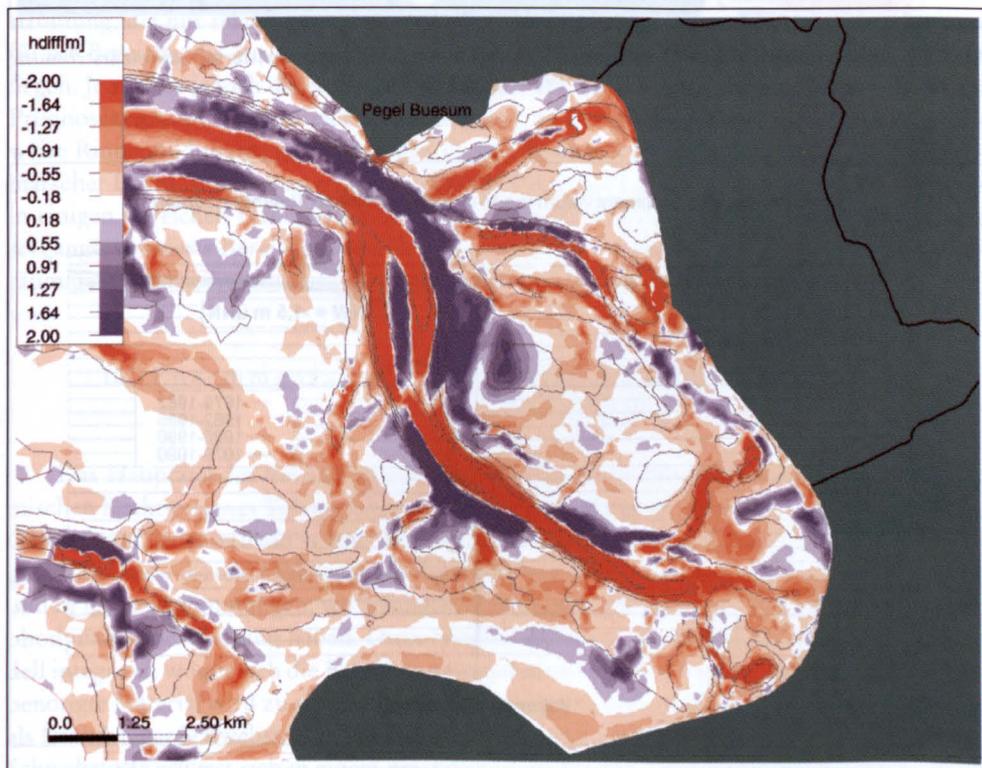


Abb. 26: Dithmarscher Bucht – Gemessene Tiefendifferenzen 1979–1990 (blau: Erosion)

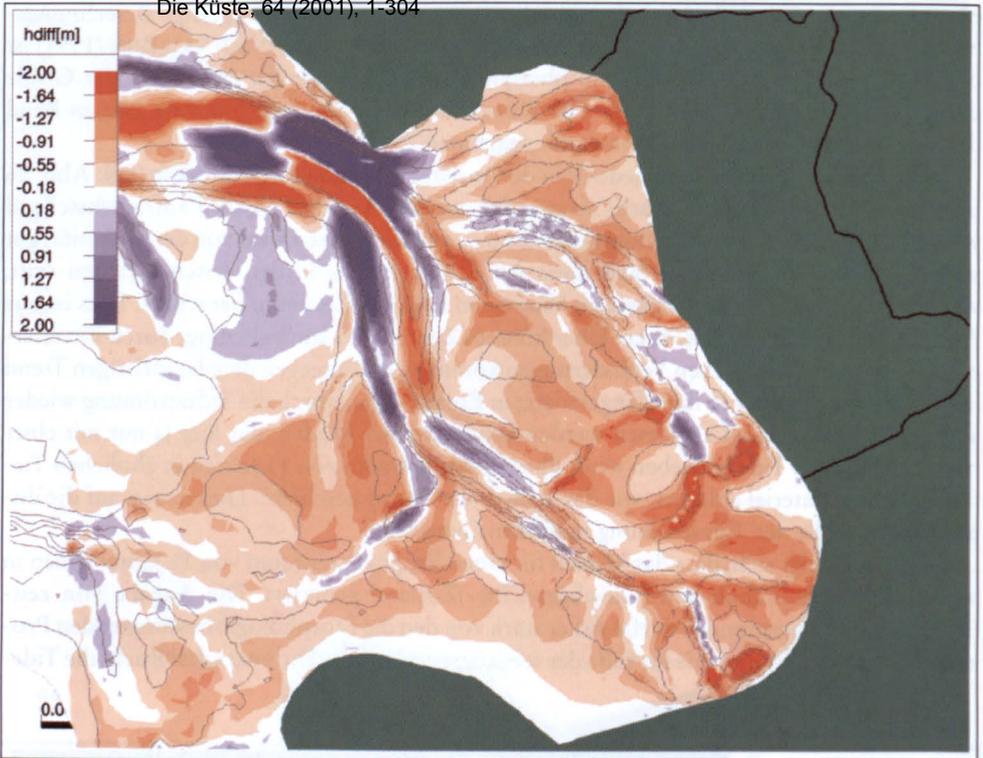


Abb. 27: Dithmarscher Bucht – Berechnete Tiefendifferenzen mit parametrisierter Sekundärströmung 1979–1990 (blau: Erosion)

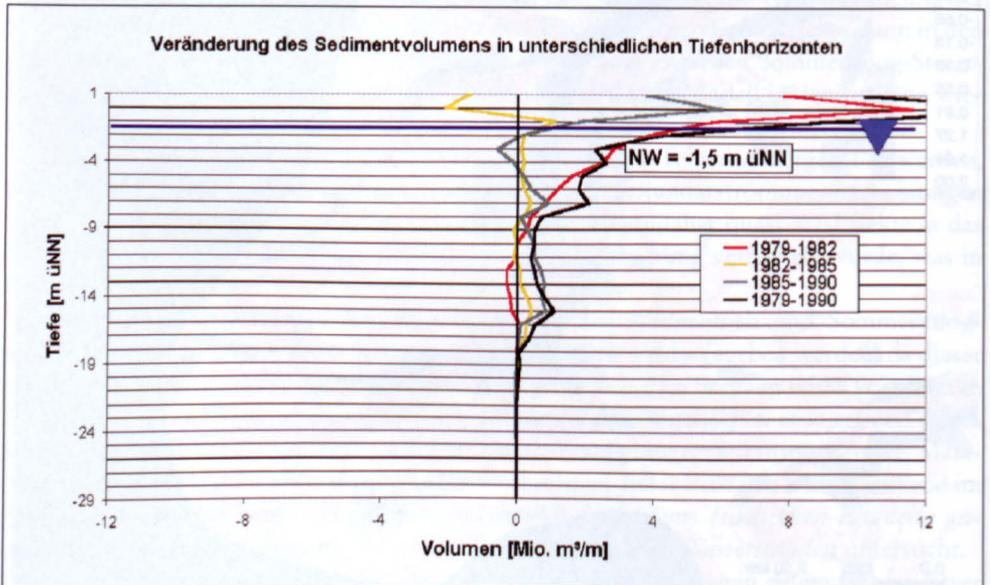


Abb. 28: Gemessene Sedimentumlagerungen pro m Tiefenschicht für den Bereich westlich des neuen Deichs 1979–1990

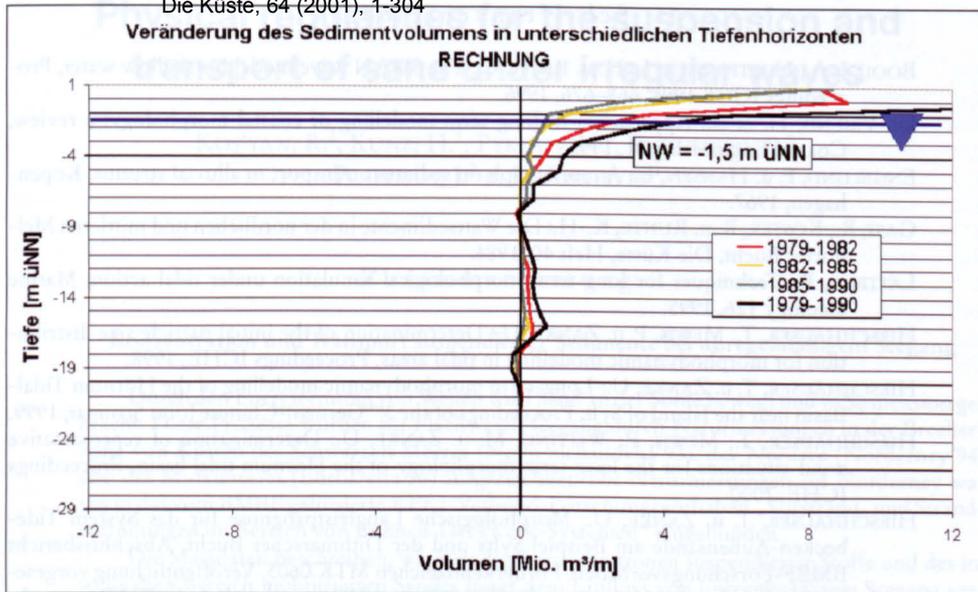


Abb. 29: Berechnete Sedimentumlagerungen pro m Tiefenschicht für den Bereich westlich des neuen Deichs 1979-1990

strömung, die nur relativ geringen Schwankungen unterliegt, kann die Anwendungsgrenze für die Bereiche, die durch die Tideströmung dominiert sind, durchaus auch über 10 Jahren liegen. Je stärker jedoch die Rolle des Seegangs wird, desto kürzer wird auch der vertretbare Prognosezeitraum, da es durch Extremereignisse zu Morphologieänderungen, wie beispielsweise Rinnenbildungen, kommen kann, die das System stark verändern. Im Falle der Dithmarscher Bucht ist davon auszugehen, dass die Prognose bei Berücksichtigung des Seegangs in einigen Bereichen verbessert werden kann, da der Seegang einerseits direkt auf einzelne seegangsexponierte Bereiche einwirkt, andererseits aber auch indirekt Einfluss auf die großräumige Sedimentdynamik hat.

10. Zusammenfassung der Ergebnisse im Tidebecken Dithmarscher Bucht

Das Hauptziel des Forschungsvorhabens, nämlich die Modellierung der morphodynamischen Reaktion eines Tidebeckens auf einen starken Eingriff, wird in weiten Bereichen des Gebietes zufriedenstellend erfüllt. Sowohl in der Tendenz als auch in der Quantität werden gute Ergebnisse erzielt. Diskrepanzen existieren vor allem in seegangsexponierten Bereichen und in Kurvenkrümmungen, wo Sekundärströmungen eine nicht zu vernachlässigende morphodynamische Wirkung haben. Diese wurden daher in parametrisierter Weise in das Modell integriert, womit sich die Berechnungsergebnisse in Teilbereichen verbessert haben. Das benötigte Material wird zu einem kleinen Teil aus den Rinnen erodiert und zum größeren Teil als feinkörniger Schwebstoff in das Gebiet eingetragen. Das Maß der ins Gebiet strömenden Schwebstoffe erweist sich in einem geschützten Tidebecken, wie die Dithmarscher Bucht es ist, mit Nähe zu den schwebstoffreichen Ästuaren als sensitiver Faktor.

11. Schriftenverzeichnis

- BOOIJ, J. A., HOLTHUIJSEN, L. H. u. RIS, R. C.: The SWAN wave model for shallow water, Proceedings ICCE 1996, 668–676, 1996.
- DE VRIEND, H. et al.: Approaches to long-term modelling of coastal morphology: a review, Coastal Engineering 21, 1993.
- ENGELUND, F. u. HANSEN, E.: A monograph on sediment transport in alluvial streams, Kopenhagen, 1967.
- GAST, R., KÖSTER, R. u. RUNTE, K.-H.: Die Wattsedimente in der nördlichen und mittleren Melderder Bucht, Die Küste, Heft 40, 1984.
- LATTEUX, B.: Techniques for long-term morphological simulation under tidal action, Marine Geology 126, 1995.
- HIRSCHHÄUSER, T., MEWIS, P. u. ZANKE, U.: Determination of the initial particle size distribution for morphodynamic modelling in tidal areas, Proceedings ICHE, 1998.
- HIRSCHHÄUSER, T. u. ZANKE, U.: Long-term morphodynamic modelling of the Hörnum Tidal Basin near the Island of Sylt, Proceedings of the 3rd German-Chinese Joint Seminar, 1999.
- HIRSCHHÄUSER, T.; MEWIS, P.; WITTING, M. u. ZANKE, U.: Determination of representative wind-situations for the long-term morphology of the Hörnum tidal basin, Proceedings ICHE, 2000.
- HIRSCHHÄUSER, T. u. ZANKE, U.: Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Aufensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht, Abschlussbericht BMBF-Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen MTK 0605, Veröffentlichung vorgesehen in Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, 2000.
- MEWIS, P. u. HOLZ, K. P.: A quasi bubble function approach for shallow water waves, Proceedings of the 1st International Conference on Hydrosience and Engineering, 1993.
- MEYER-PETER, E. u. MÜLLER, R.: Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetransports, Schweizer Bauzeitung, 67 Nr. 3, 1949.
- PARTHENIADES, E.: Erosion and deposition of cohesive soils, Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 91, 1965.
- SIEFERT, W.: Umsatz- und Bilanzanalysen für das Küstenvorfeld der Deutschen Bucht, Die Küste, Heft 45, 1987.
- VAN RIJN, L.: Sediment Transport Part II: Suspended Load Transport, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 11, 1984.
- VAN RIJN, L.: Principles of sediment transport, Aqua publications, 1993.
- VAN RIJN, L.: Principles of coastal morphology, Aqua publications, 1998.
- WIELAND, P.: Untersuchungen über geomorphologische Veränderungen in der Dithmarscher Bucht, Die Küste, Heft 40, 1984.
- ZANKE, U., MEWIS, P., SAENGER, N. u. MONTENEGRO, H.: Prozesse in Oberflächengewässern, im Interstitial und im Grundwasser – Phänomene und numerische Lösungen, Thema Forschung 1998, Heft 2, TU Darmstadt, 1998.
- ZANKE, U.: Der Beginn der Sedimentbewegung als Wahrscheinlichkeitsproblem, Wasser & Boden, Heft 9, 1992, 1990.
- ZANKE, U.: Ein numerisches Modell für bewegliche Sohle, Wasser&Boden, Heft 12, 1994.

Physical regularities for the suspension and transport of sand under irregular waves

KOS'YAN, R.², KUNZ, H.¹, PYKHOV, N.³, KUZNETSOV, S.³,
PODYMOV, I.² u. P. VOROBYEV³

Zusammenfassung

Konzentration und Transport suspendierter Sedimente bei unregelmäßigem Seegang

Durch den Energieeintrag von Wellen wird Sand an der Sohle bewegt und in Suspension gebracht. Diese Prozesse wurden für Flachwasserseegang durch Naturmessungen in der Brecherzone von Küsten des Schwarzen Meeres (Novomichailovka'93), der Nordsee (Norderney'94) und des Mittelmeeres (EbroDelta'96) aufgezeichnet. Die Naturmessungen auf Norderney waren in das vom BMBF geförderte KFKI-Verbund-Forschungsvorhaben „Vorstrand- und Strandauffüllungen im Bereich von Bühnen-Deckwerk-Systemen“ eingebunden.

Die Messdaten beschreiben, wie sich die Konzentrationen suspendierter Stoffe und des im sohlnahen Bereich mobilisierten Sandes unter dem Einfluss von unregelmäßigem Seegang verändern. Die jeweils im vertikalen Messprofil erfassten zeitlichen Veränderungen der Konzentrationsverteilung der Sedimente wurden in Beziehung gestellt zu den längs und quer zur Uferlinie gerichteten Strömungsgeschwindigkeiten. Betrachtet wurden unterschiedliche Energiezustände des Seegangs, und es erfolgte eine Einteilung in Frequenzbereiche bezogen auf eine ermittelte „Grenzfrequenz“. Auf dieser Grundlage wurden Zusammenhänge untersucht, über die auf physikalische Prozesse der Suspensionsverteilung und des Sedimenttransportes rückgeschlossen werden konnte. Erkenntnisse zu diesen Prozessen sind unverzichtbar, um numerische Modelle zur Simulation der Sandbewegung fortzuentwickeln und dabei besonders auch Transportmodelle, die man in der Praxis für eine Optimierung von Strand- und Vorstrand-auffüllungen verwenden kann.

Die Messungen erfolgten in mehreren Vertikalprofilen, die sich auf einer Senkrechten zur Uferlinie verteilen. Es wurden zeitlich hochauflösende optische und elektromagnetische Sensoren eingesetzt, mit denen die Stoff-Konzentration (Sand im sohlnahen Bereich und in Suspension), die Strömungsgeschwindigkeit (Vektor) und der Wasserstand (Seegang) im Vertikalprofil in unterschiedlichen Tiefen aufgezeichnet wurden. Zur messtechnischen Erfassung der Suspensionskonzentration konnte während der Kampagne „Norderney'94“ erstmals ein neu entwickeltes Gerät („Turbidimeter“) unter Tidebedingungen betrieben werden. Durch die Zusammenführung der Daten aus Messkampagnen in den drei unterschiedlichen Untersuchungsgebieten gelang es, die komplexen physikalischen Prozesse des Transportes und der Suspension unter unregelmäßigen Wellen in der Vorstrand- und Strandzone (Brecher- oder Brandungszone) zu beschreiben und besser zu verstehen.

Die Untersuchungen erstreckten sich sowohl auf die Vorgänge des Sandtransportes unter Wellen, die in flaches Wasser einlaufen und dabei durch den physikalischen Vorgang des „shoaling“ verformt werden, als auch auf Wellen, die brechen (Schwall- und Sturzbrecher). Von besonderem Interesse sind Messzeiten, zu denen der Vorgang des Brechens im Bereich eines Messprofils (Breachpunkt) erfolgt. Hierzu werden Beispiele dargestellt und Untersuchungsergebnisse erläutert. Die verschiedenen großen Energieeinträge durch Wellen und die dadurch verursachte sohlnahe Strömungsgeschwindigkeit kann unterschiedlichen Sohlformen zugeordnet werden.

¹ Coastal Research Station, Lower Saxony State Agency for Ecology. An der Muehle 5, D-26548 Norderney, Germany.

² The Southern Branch of the P.P. Shirshov Institute of Oceanology, Russian Academy of Sciences. 353470 Gelendzhik - 7, Russia.

³ P. P. Shirshov Institute of Oceanology, Russian Academy of Sciences. Nakhimovskiy prospectus 36, 117859 Moscow, Russia.

Die Sohlform wiederum beeinflusst den sohnnahen Prozess der Sedimentaufwirbelung und die Verteilung der Suspensionskonzentration in der messtechnisch erfassten Wassersäule. Die Charakterisierung der unterschiedlichen Zustände (Typen) erfolgte daher durch die kombinierte Ausweisung von Wellenenergie (Turbulenzintensität, Wirbelstruktur) als „klein“ (Low Energetic Conditions) und „groß“ (High Energetic Conditions) sowie der Sohlform (glatt, 2D-Riffel, 3D-Riffel).

Für die typisierten Zustände sind beispielhaft der zeitliche Verlauf von Geschwindigkeiten und Suspensionskonzentrationen sowie Spektrum, Phasenverschiebung und Zusammenhang (Korrelation) dargestellt. Die gewählte unterschiedliche zeitliche Auflösung für die Untersuchungen ergibt für die hier vorgestellten Zeitfenster eine Dauer von zwei bis zu sechshundert Sekunden. Die vergleichende Auswertung der Größen erbringt Erkenntnisse für die Beantwortung der Frage, wie straff die Zusammenhänge zwischen Einflussgrößen (insbesondere Strömungsgeschwindigkeit) und Suspensionskonzentration sind. So wurde festgestellt, dass nur ein schwacher Zusammenhang zwischen der Sedimentkonzentration und der Strömungsgeschwindigkeit senkrecht zum Strand (Querströmung) besteht. Als Konsequenz ergibt sich somit für die aktive Zone des Strandes und Vorstrandes (surf zone), dass es zweifelhaft ist, ob man für Berechnungen der Suspensions-Transportrate die sogenannte „Bezugskonzentration an der Sohle“ verwenden kann, wie dies in bestehenden Modellen geschieht. Für die energieschwächere „Shoaling-Zone“ hingegen konnte bestätigt werden, dass es eine recht gute Korrelation zwischen Suspensions-Konzentration und Querströmung gibt, so dass hier die Zweifel nicht begründet sind. Die mit den Naturmessdaten ermittelten Suspensionsfrachten senkrecht zur Strandlinie sind beispielhaft dargestellt und ursächlich erklärt. Diesen sind Ergebnisse gegenübergestellt, die mit einem Ansatz berechnet wurden, der eine „Bezugskonzentration an der Sohle“ verwendet (Bailard Model). Eine vergleichende Auswertung quantifiziert das zuvor allgemein vorgestellte Ergebnis.

Abstract

The processes which control the temporal variability of the suspended sand concentration and the sand flux near the bottom have been investigated by using field data. The information on the suspended sediment concentration and components of the fluid velocity were recorded synchronously by optical and electromagnetic sensors with a high frequency response. The data have been collected during the field experiments "Novomichailovka '93" (Black Sea), "Norderney '94" (North Sea) and "Ebrodelta '96" (Mediterranean Sea).

Concerning the bottom, two bed conditions have been distinguished: the rippled bed and the flat bottom. For the rippled bed condition, the lee vortex ejection is a mechanism which forces sand into suspension. High correlation has been observed between the time-varying sediment concentration of the suspension and the cross-shore velocity at the frequency of the spectral peak. A comparable coherence has been confirmed for the envelope of the cross shore velocities and for the peak of the wave group spectrum. The sediment concentration fluctuation at the frequency of the wave spectral peak lags on phase compared with the peak of the cross-shore velocity with the time of $-\pi/2$ for 2D ripples and of $-\pi/3$ for 3D ripples.

For the flat bed condition with high nearbottom velocities, the vortex ejection due to shear instability of the bottom boundary layer is the most probable mechanism which leads to the suspension of sand. The recorded time series for the sediment concentration correlate well with the cross-shore velocities and lag on phase by $-\pi/4$ with respect to the frequency of the peak of the wave spectrum.

The recorded field data show how the physical process of sand suspension in the surf zone under the condition of breaking waves is caused by the generated macroturbulent vortices which penetrate from the water surface to the bottom. The analysed records demonstrate and explain that the concentration fluctuation of the suspended sediment correlates well with the turbulent kinetic energy and correlates very little with the cross shore directed velocity or its envelope. For the special case of plunging breakers, the records describe how the vertical sediment flux is created by the wave induced vertical velocity component.

The field experiments provide sound data, which describe and explain the complex physical processes of sand suspension and transport under irregular waves. The results will be used to improve existing formulae which can be applied to coastal engineering problems.

1. Introduction	163
2. Test sites	166
3. Methods and devices	167
4. Data processing	172
5. Results	172
5.1 Low energetic conditions: slightly shoaling waves, rippled bottom	172
5.2 High energetic conditions: shoaling, non-breaking waves over nearly flat bed	178
5.3 High energetic conditions: breaking waves	184
5.4 Suspended sand flux estimations	193
6. Conclusions	196
7. Acknowledgements	198
8. References	198

1. Introduction

The enormous amount of energy stored in waves is predominantly transformed by breaking processes, both in the shallow nearshore zone and on the shore itself. The dissipation of wave energy in this zone generates water motions of various scales, such as small-scale turbulence, large-scale vortices, long-period waves, cross and longshore currents. These scales affect the intensity and direction of the sediment transport. The complex pattern of water motion and the related sand transport determines the morphological development of the nearshore zone and the shoreline.

During storm, the main part of the sand transport occurs in a suspended state. This transport of sandy and silty sediment has a strong impact on beaches, sea channels, ports, pipelines etc. and it affects the coastal environment. Consequently, the quantitative prediction of the concentration and the transport rate of suspended sand under irregular waves is one of the fundamental problems of coastal zone dynamics. Hence, it has attracted specific attention of numerous scientists.

A time averaged approach for the prediction of the suspended sand concentration and the suspended sand transport rate has been adopted by many researchers (KOS'YAN and PYKHOV, 1991). During the last 30 years a good number of formulae have been published which assess or estimate the value of suspended sediment concentrations and rates. The fact is, that no universal dependencies can be recognized from the recorded data. This is due to the lack of clear physical notions about the mechanisms of sand stirred and transported under irregular waves above plane and rippled beds (KOS'YAN, KUZNETSOV and PYKHOV, 1994).

It is now widely accepted that satisfactory results cannot be obtained only on the basis of mean values. From the physical point of view, such an approach is inaccurate because it does not take into account the real mechanisms of sand suspension and the contribution for the wave induced velocities to the net flux of the suspended sediment. The phase relationship between the fluctuations of suspended sediment concentration and the velocity has a significant influence on the magnitude and the direction of an oscillatory suspended sediment flux and its contribution to the net flux.

Different approaches are used for the prediction of the time-space variations of the suspended sand concentration during a wave cycle: mixing length approach (BAKKER, 1974; RIBBERINK and EL-SALEM, 1995); eddy viscosity approach (FREDSOE et al., 1985; DEIGAARD et al., 1986); turbulent k and k - ϵ closure schemes (HAGATUN and EIDSVIK, 1988; DAVIES, 1992; DAVIES and LI, 1997); vortex type models (HANSEN et al., 1994). In these approaches the tem-

poral-spatial variations of the suspended sand concentration are determined by the turbulent diffusion and by introducing a time varying reference concentration. The reference concentration is drawn from the bed shear stress, which is calculated by applying currently used formulae.

Most of the models based on the addressed approaches are satisfactorily valid only for high energetic flows with the restriction that the bed has to remain flat and that a sheet flow layer exists at the water-sediment interface. Those conditions exist under highly deformed unbroken waves. In such a case the turbulent diffusion should provide an appropriate base to model the structure of the boundary layer and the associated distribution of the suspended sand concentration in the sheet flow layer. However, a more or less extended suspension layer exists above the thin sheet flow layer and interacts with it. The temporal variations of the suspended sand concentration in this layer are determined by convective suspension events during the time of flow deceleration and during the reversals of the velocity (MURRAY et al., 1991; RIBBERINK and EL-SALEM, 1995). These processes are not predicted by the existing models. Up to now, none of the models provides a sufficiently detailed description on how the concentration of suspended sand changes in time just above the sheet flow layer.

To estimate the rates of sediment transport, a quasi-steady energetic approach (BAILLARD, 1981) is widely used. In this approach, the sediment transport rate is proportional to the 3rd-5th moment of the near bottom water velocity. It is useful for practical applications, due to its simplicity, although it does not represent the physical processes correctly. Such models ignore a time varying description of the velocity and the concentration fields and they cannot provide a detailed description of suspension events, such as phase shifts between velocity and concentration fluctuations and vertical structures of the net suspended sediment flux under real wave conditions. Measured data often significantly differ from the calculated ones (SOULSBY, 1995; KUZNETSOV and PYKHOV, 1998). In the surf zone, the dependency of the sand concentration on the energy dissipation due to wave breaking has to be considered in addition to the energy dissipation caused by bottom friction. Probably, it will be possible to improve the existing models by taking into account the corresponding phase lag between the sediment concentration and the velocity for each of the sand suspending mechanisms.

Generally, the temporal variability of the sand concentration in a measurement point is determined by the coherence of locally induced sand suspension from the bottom, the diffusion of suspended sediments and the advection by water vortices which transport suspended material.

From the physical point of view, it is a necessary assumption, that the particles are forced into suspension: an instantaneous water flow must be present with a vertical velocity component directed upward from the bottom which is larger than the settling velocity of the sand particle. Three basic mechanisms of suspension of sand can be distinguished from the results of laboratory investigations with monochromatic waves:

The first mechanism is the suspension of sand by vortices, which are formed behind the ripple crests. For the case of 2-D vortex ripples at the bottom, the lee vortices eject sand from the bottom twice per wave period at the moment of flow reversal. In this case, the suspended sand concentration has a phase lag of approximately $-\pi/2$ in relation to the maximum of the cross-shore velocity (NIELSEN, 1991; SLEATH, 1984). At the present time, there are no measurements available for the case of 3-D vortex ripples, which describe the temporal variations of the suspended sand concentration in the unsteady wave induced flow. Observations for the case of the steady flow have shown, that in this case the suspension of sand is determined by 3-D horse-shoe vortices, which are formed behind the ripple crest, and which quasi-periodically eject particles into the water column (SYUNSUKE and ASAEDA, 1983).

The second mechanism is the suspension of sand by vortices which are formed due to an instability of the sheet flow boundary layer over a nearly plane bottom during the flow deceleration. Laboratory studies of the turbulence in an oscillatory bottom boundary layer above a slightly rough bottom (HINO et al., 1983) have shown a sharp increase of the turbulence intensity during the flow deceleration and at the time of the flow reversals. Visual observations have shown the presence of horse-shoe vortices and the associated ejection of sediment during the flow deceleration phase (HINO et al., 1983). According to the experimental data of HINO et al. (1983) and CONLEY and INMAN (1992), the time lag of the burst of turbulence relatively to the extremum of the velocity is about 1/8 of the flow oscillation period.

The third mechanism is the suspension of sand by large-scale vortices with a horizontally or vertically inclined axis which are formed under plunging and spilling breakers (NADAOKA and KONDOH, 1989; ZHANG et al., 1994; PUKHOV et al., 1995). Plunging breakers are characterized by a jet impinging on the oncoming trough and the subsequent violent transition from the irrotational to the rotational motions (vortices) with horizontal axis. Spilling breakers occur as broken water spilling from the front face of the wave and differ fundamentally from the plunging breakers. Spilling breakers predominantly produce vortices with a vertically inclined axis. Such vortices expand to the bottom and catch the sand from the bottom like a tornado (KOS'YAN, 1988; ZHANG et al., 1994). Investigations of the temporal variability of the turbulence in breakers show, that the turbulence dies out between bores in case of the plunging breaker and that the turbulence decay time is large in comparison to the wave period-time of spilling breakers (TING and KIRBY, 1994; 1995; 1996).

In order to model the rate and the direction of a sediment transport, it is very important to understand the time scales of the turbulent kinetic energy (TKE) fluctuation and the variations of the suspended sediment concentration. The same accounts for the phase relationship between these parameters and the near-bottom water velocity. The majority of investigators share the hypothesis about sediment suspension by vortices, but the confirmation of this fact by direct field measurements is poor up to now. The mechanism of suspension of sediment by the turbulence of vortices has been verified by some measurements of the macro turbulence under irregular waves in the surf zone (GEORGE et al., 1994; RODRIGUEZ et al., 1995). The results of this research gave a possibility to assess a time averaged value of the turbulent kinetic energy of the integral length scale and of the turbulent viscosity. But they did not allow to trace the temporal variability of these parameters, which are necessary for the analysis of temporal fluctuations of the suspended sediment concentrations and the transport rates.

Under field conditions the production of turbulent vortices is affected by the group structure of gravity waves, by infragravity waves and by the time averaged value of the currents (e.g. undertow, longshore current). Consequently, these irregularities have an influence on the time scales of sand suspension and transport and make it difficult to compare with the results of laboratory experiments for monochromatic waves. Special measurements are necessary to study the processes of suspension and transport of sand under field conditions with a sampling rate frequency, which is much higher than the frequency of the surface waves. This is a difficult task, but it is the only possible way to obtain reliable data for the description of the physical processes. Those data are needed to invent suitable models for the calculation of sediment transport.

The mechanism and the time scale of sand suspension by irregular waves are considered in this paper on the basis of special field experiments.

2. Test sites

Synchronous field measurements have been carried out during the experiments “Novomichailovka’93” in the Black Sea, “Norderney’94” in the North Sea and “EbroDelta’96” in the Mediterranean Sea (PYKHOV et al., 1995; KUNZ and KOS’YAN, 1997; SANCHEZ-ARCHILLA et al., 1998). The locations of the testing sites for the field experiments are shown in Fig. 1. The programs of the experiments “Norderney’94” and “EbroDelta’96” have been diverse, universal and complicated. However, this paper is restricted to the measured data and related results, as far as they are connected with the aim of this paper. These measurement comprehend high frequency records of suspended sediments, water velocity, free surface elevation and erosion/accretion, as well as sampling of sediment in the water column and out of the bottom layer, observations of the bottom profiles and of the ripple structures.

The field experiment “Novomichailovka’93” was carried out on the barred beach near the Novomikhailovka settlement (Krasnodar region, Russia) on the Black Sea shore in De-

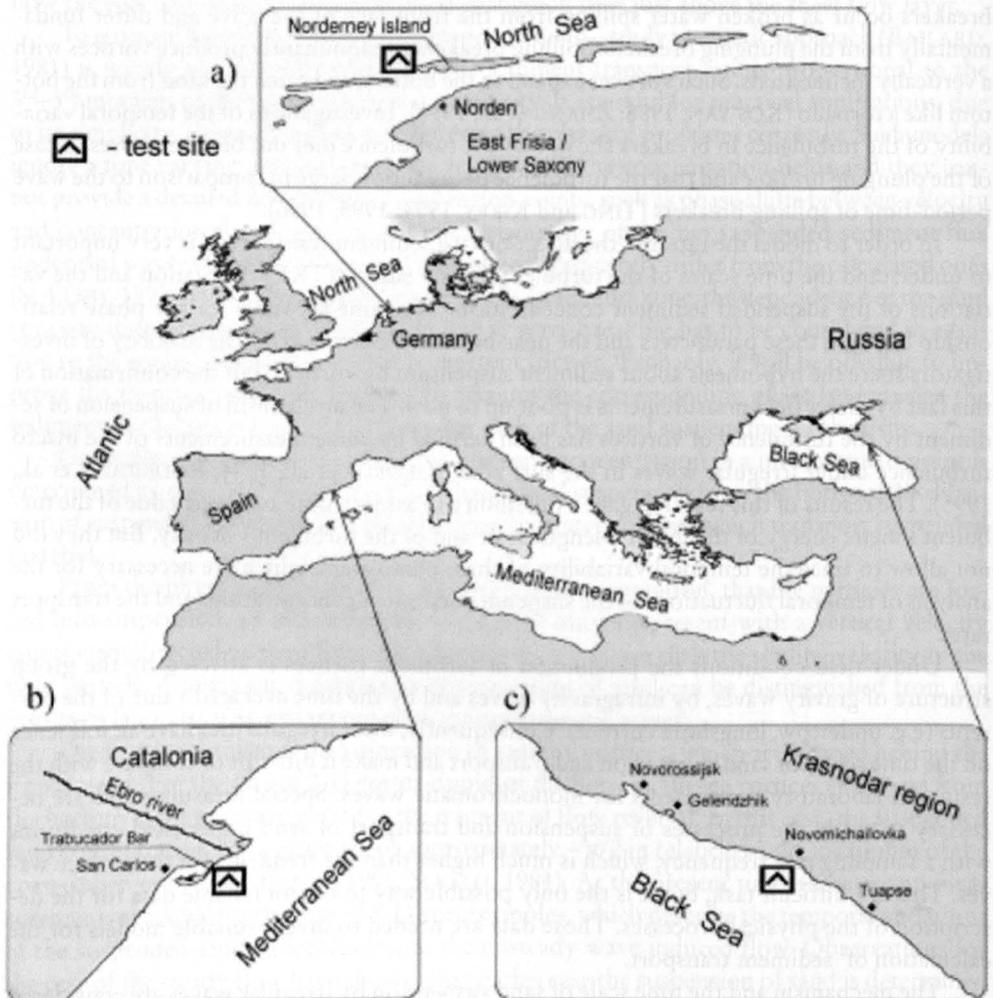


Fig. 1: Locations of the field experiments “Norderney’94”/Germany (a), “EbroDelta’96”/Spain (b), “Novomichailovka’93”/Russia (c)

ember 1993. The Black Sea is non-tidal. The measurements were adapted to wind waves and swell, and concentrated on one point located offshore the surf zone at a depth of 2.7 m. During the experiment the significant wave heights were up to 0.9 m and the periods reached 8.3 seconds.

The field experiment "Norderney'94" was performed on the non-barred western part of Norderney Island, North Sea (Germany), in October 1994. The mean tidal range is almost 2.5 m (high-meso tidal); the tide is lunar semidiurnal. Synchronous measurements of the suspended sediment concentration, the water velocity and the free surface elevation were carried out predominantly in the outer and middle parts of the surf zone (wind waves and swell) in two points of the bottom profile. The tidal range permitted measurements over a depth ranging from 0.4 m to 2.2 m. During the experiment the significant wave heights reached 1.8 m and the wave periods were up to 9 s.

The field experiment "EbroDelta'96" was carried out in the Trabucador bar of the Ebro Delta, The Mediterranean Sea (Spain), in November 1996. The sandy barred beach is long-shore uniform. The classification related to the tidal range is micro-tidal. Measurements focused on the surf zone (from the shoreline into a depth of approximately two meters). During the experiment the significant waves were not higher than 0.6 m and the periods reached 7 seconds.

At the sites of the experiments the nearshore isobaths run parallel to the coastline. The mean diameter of the bottom sediments ranged from 0.21 to 0.24 mm. The bottom slopes in the measurement areas were about 1:40 to 1:100. The bottom profiles and the measurement points for the three experiments are shown by Fig. 2.

During the experiment "Novomichailovka '93" the gauges were installed on a trestle of 300 meter length; during the "Norderney '94" experiment they were fixed on piles which had been driven into the sand bottom (Fig. 3b); during the "EbroDelta'96" the devices had been mounted on a sledge which was moved in the cross-shore direction by ropes (Fig. 3a). The gauge data were recorded by computers on shore connected with the devices by cables.

3. Methods and devices

The suspended sand concentration, the three components of the water particle velocities and the free surface elevation (waves) were measured synchronously at each measurement point with a sampling rate of 5 Hz over one hour and/or 20 Hz over 20 minutes.

The 5 Hz-series were used for investigations of the process of sand suspension at the time scales of gravity waves, infragravity waves and wave groups. Typically, in our experiments the gravity wave frequency bands were 0.08 to 0.6 Hz; for the infragravity waves and the gravity waves groups the frequency bands were lower than 0.08 Hz. The 20 Hz-series were used to investigate the sand suspension process on time scales of turbulent fluctuations in the surf zone, which corresponded to frequencies of more than 0.8 Hz for the test field conditions.

During the experiments we tried to measure as many wave regimes as possible. In "Novomichailovka'93" only eleven of the 5 Hz-series were registered due to the short periods with storm conditions. During "Norderney'94" the main part of the most interesting results was received. Due to the tidal conditions the wave regime at the measuring points changed continuously and consequently covered a wide range of wave parameters. Luckily, two storm periods occurred during the experiment. Therefore it was possible to obtain 44 of the 5 Hz-series and 35 of the 20 Hz-series. During "EbroDelta'96" the waves were weaker than in the

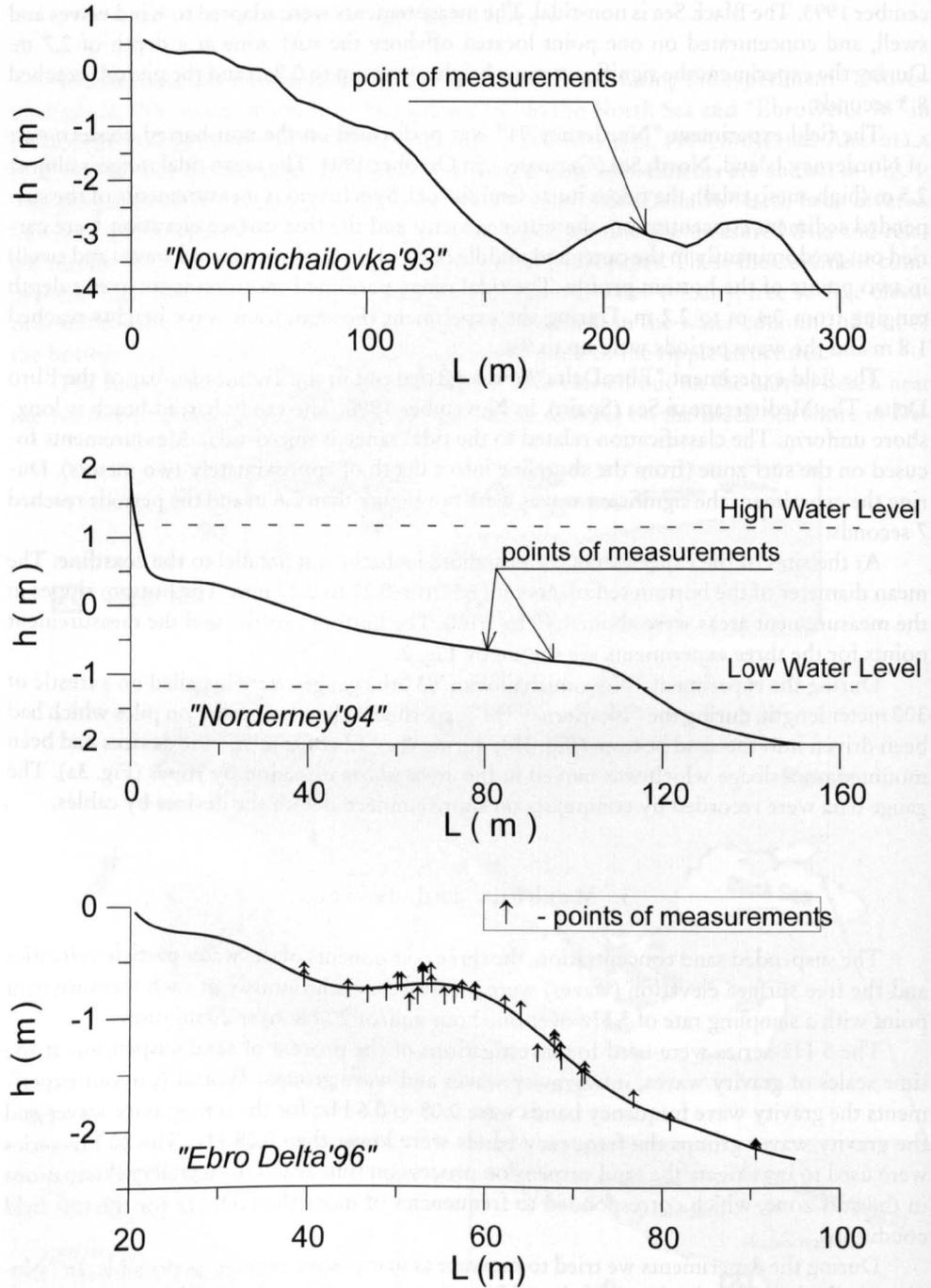
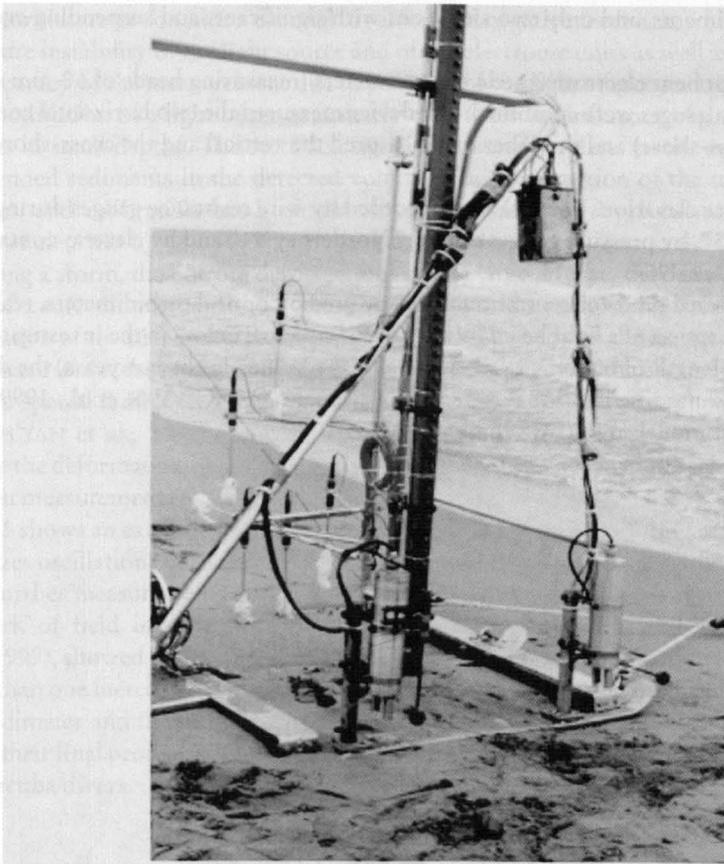
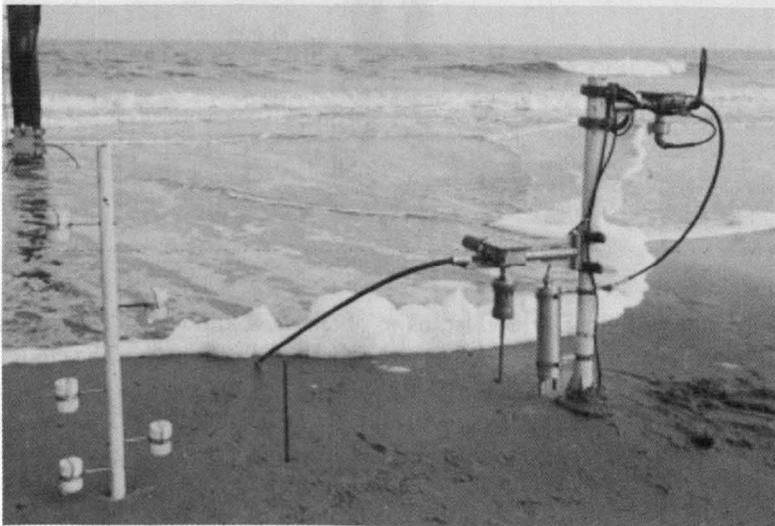


Fig. 2: Beach profiles and locations of the measurement points at the three field experimental sites



(a)



(b)

Fig. 3: View of sensors deployment used during the "EbroDelta'96" (a) and the "Norderney'94" experiment (b)

previous experiments, and only two situations with significant sand suspending events were recorded.

Two-component electromagnetic current meters (measuring heads of 60-mm diameter) were used. Two gauges were combined: one device measured the two horizontal components (long- and cross-shore) and the other one measured the vertical and the cross-shore component.

Free surface elevations (waves) were recorded by wire resistance gauges during “Novomichailovka ’93”, by pressure gauges during “Norderney’94” and by electric-contact gauges during “EbroDelta’96”.

The suspended sand concentration was measured by optical turbidimeters, realizing the principle „absorption of a light beam by suspended solid particles“ in the investigated water-column with a length of 60 mm (KOS’YAN et al., 1995). During the last years, the device has been constantly modified and it is patented in Russia now (KOS’YAN et al., 1999a). Fig. 4 shows the latest model of the turbidimeter.

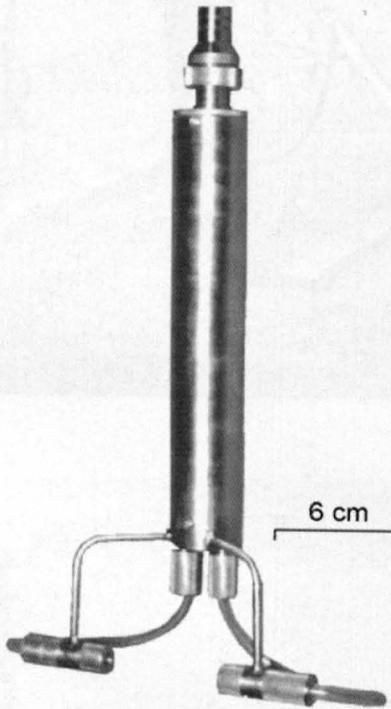


Fig. 4: The “Turbidimeter” – device

The use of the turbidimeter enabled us to obtain new knowledge concerning the mechanisms of the suspension of sediments. It works in the following way. The modulated light beam traverses the water volume and is partly absorbed by the suspended particles. The attenuation is detected by a photoreceiver. A diaphragm reduces the angle in which a light beam can reach the receiver. A precise photocurrent amplifier increases the signal from the photoreceiver. Afterwards it is demodulated, filtered and transferred as an analog signal to the registration device by communication cable. The electronic unit, which forms the registered signal, is working as a self-tuning loop with negative feedback, which ensures an independence from the cable resistance.

The turbidimeter contains a channel for an optical negative feedback, which removes the temperature instability of the light source and of the electronic units as well as the influences on the accuracy of the measurement due to an aging of the light source and the photoreceiver. The modulation of a light beam completely eliminates the influence of daylight on measurements in small depths. The recorded signal functionally relates to the concentration of the suspended sediments in the detected volume. The construction of the turbidimeter, its application and calibration has been described in more detail by KOS'YAN et al. (1995), KOS'YAN et al. (1999 b).

During a storm, the bottom deformations can be large. Hence, the distance between the sensors of a turbidimeter and the bottom surface should be adjustable. The time averaged concentration of the suspended sediment significantly depends on the distance from the bottom surface. Hence, the recorded data will vary considerably with the change of this distance. We used a special sand level gauge to control the distance between the sensors and the bottom (KOS'YAN et al., 1996; KOS'YAN and PODYMOV, 1997d). This device measures continuously the deformation of the bottom surface below the location of the sensor for the concentration measurement (KOS'YAN et al., 1997c).

Fig. 5 shows an example from the "Norderney'94" experiment during one of the storms. It visualizes oscillations of the bottom surface level during the measured time period of up to 14 cm. Further measurements which have been carried out in the same test field within the framework of field investigations for the improvement of artificial beach nourishment (KUNZ, 1999), showed storm induced bottom changes between consecutive tidal low-waters of more than one meter. This emphasizes, that a reliable information on the distance between the turbidimeter and the bottom surface is necessary for the interpretation of the recorded data and their final processing. The parameters which describe the bottom ripples were measured by scuba divers.

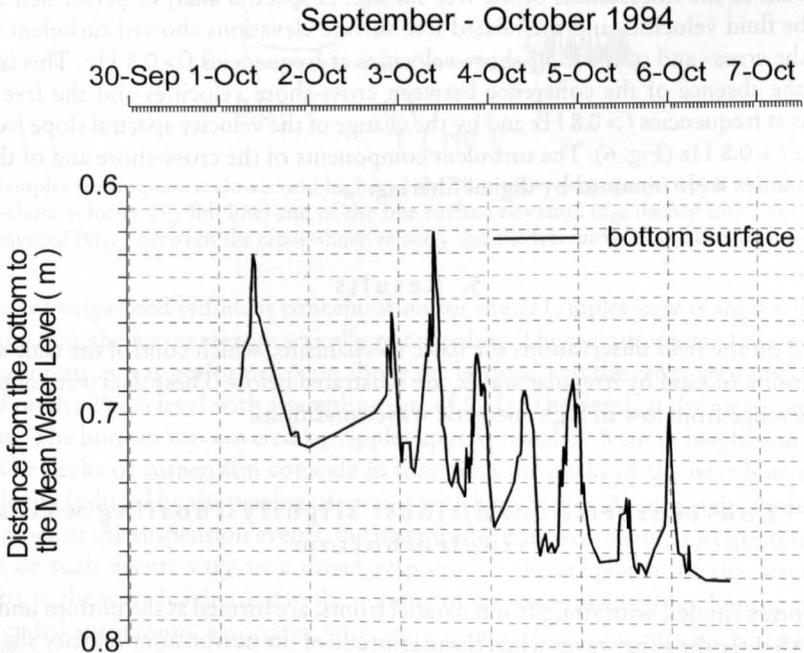


Fig. 5: Example for the change of the bottom surface over time measured by the Sand Level Gauge ("Norderney'94")

The turbidimeters were placed at a level between 5 to 25 cm, and the current meters at a level between 15 and 35 cm above the bottom. The horizontal distances between turbidimeters and current meters were 10 to 15 cm. More precise information on the positions of the devices can be drawn from the chapters referring to a description and discussion of the results.

4. Data processing

The existence of bottom ripples and their parameters for recording times during which scuba diving was impossible, was estimated by the formulae of NIELSEN (1991) and KOS'YAN and KOCHERGIN (1992) as well as by the diagram of KANEKO (1981).

The spectral analysis of time series was performed by applying the "Welch method" with a "Nuttall spectral window" – width of 0.01 Hz (MARPL, 1987). The applied number of degrees of freedom was seventy.

The envelope for the fluctuations of the velocity which is induced by gravity waves ($u_e(t)$), was used to estimate the wave group structure. It has been calculated by the Hilbert transform method as:

$$u_e(t) = \left(\left\{ \tilde{L}(u(t)) \right\}^2 + \left(\tilde{H} \left\{ \tilde{L}(u(t)) \right\} \right)^2 \right)^{1/2} \quad (1)$$

where \tilde{H} is the Hilbert transformation, \tilde{L} is a linear filtering operator that keeps only the frequencies of the gravity range, and $u(t)$ is the velocity of a water particle. Depending on the wave regime, the low frequency-boundary was especially determined by defining it as the beginning of a sharp rise of the spectral values; the upper boundary was fixed at 0.4 Hz.

The turbulence was considered as those parts of the water particle-velocity, which were not coherent to the fluctuations of the free surface. A spectral analysis performed with the data of the fluid velocities and the related free surface elevations showed turbulent fluctuations of the cross- and of the long-shore velocities at frequencies $f > 0.8$ Hz. This is confirmed by the absence of the coherence between cross-shore velocities and the free surface elevations at frequencies $f > 0.8$ Hz and by the change of the velocity spectral slope from $\sim f^{-4}$ to $\sim f^{-2}$ at $f = 0.8$ Hz (Fig. 6). The turbulent components of the cross-shore and of the long-shore velocities were obtained by digital filtering.

5. Results

Based on the field observations the basic mechanisms, which control the time scales of the suspension of sand by irregular waves, are illustrated below. These data were obtained in the whole range from low to high energetic wave conditions.

5.1 Low energetic conditions: slightly shoaling waves, rippled bottom

2D vortex ripples, with straight and parallel fronts, are formed at the bottom under non-breaking, slightly shoaling waves when the magnitude of the nearbottom velocity slightly exceeds the threshold value for the beginning of sand motion. The lee vortex ejection at the moment of flow reversal is the main mechanism of sand suspension. The example of temporal

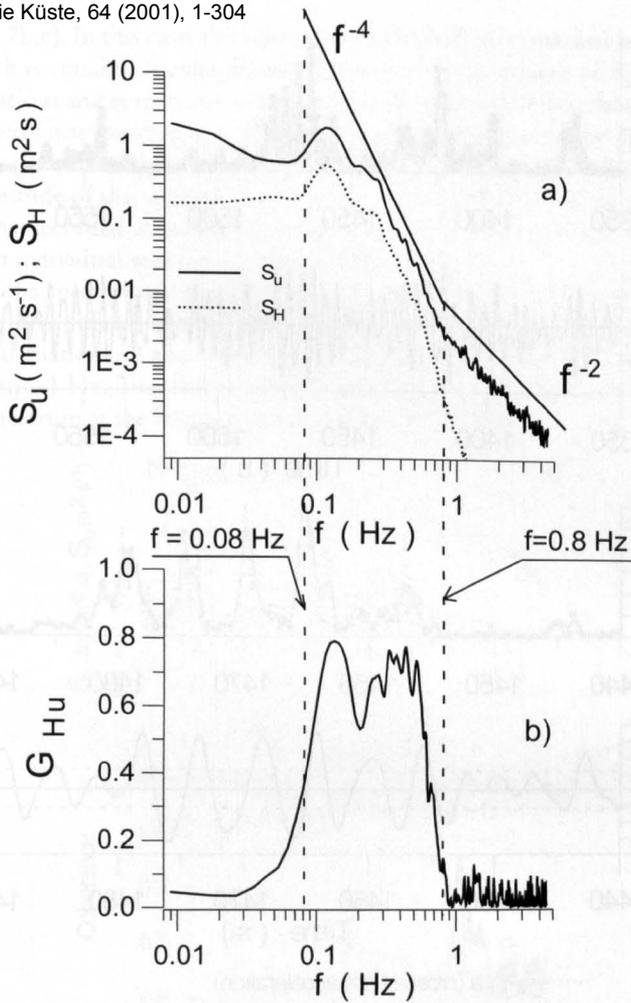


Fig. 6: Examples for frequencies lower and higher as the "boundary frequency" of 0.8 Hz: a) Spectra of the cross-shore velocity (S_u , full line) and of the free surface elevation (S_H , dashed line); b) Coherence squared (G_{Hu}) between the cross-shore velocity and the free surface elevation (waves)

variability of suspended sediment concentration for the 2D ripples-case is shown by Fig. 7. During this run, the waves were practically not shoaling. The measurement of the suspended sand concentration was performed 3 cm above the bottom, and the cross-shore velocity was recorded on the 25 cm level with a sampling rate of 5 Hz. The depth at the measurement site was 2.7 m. The bottom was covered by ripples approximately 1.5 cm in height and 10 cm in length. The peaks of suspension coincide in time with the peaks of the near-bottom cross-shore velocity induced by the passing of groups with large waves. Accordingly, the frequency of occurrence of the suspension events, the magnitude of the sediment concentration and the duration of such events vary in a direct response to the frequency of the wave groups (Fig. 7a,b), to the wave heights and to the number of waves within a group. During the events with extended suspension, associated with wave groups, the sediment concentrations fluctuated in response to the passing of individual waves within a group. For this run, the sand suspension began when a passing wave had induced a cross-shore velocity excluding a value

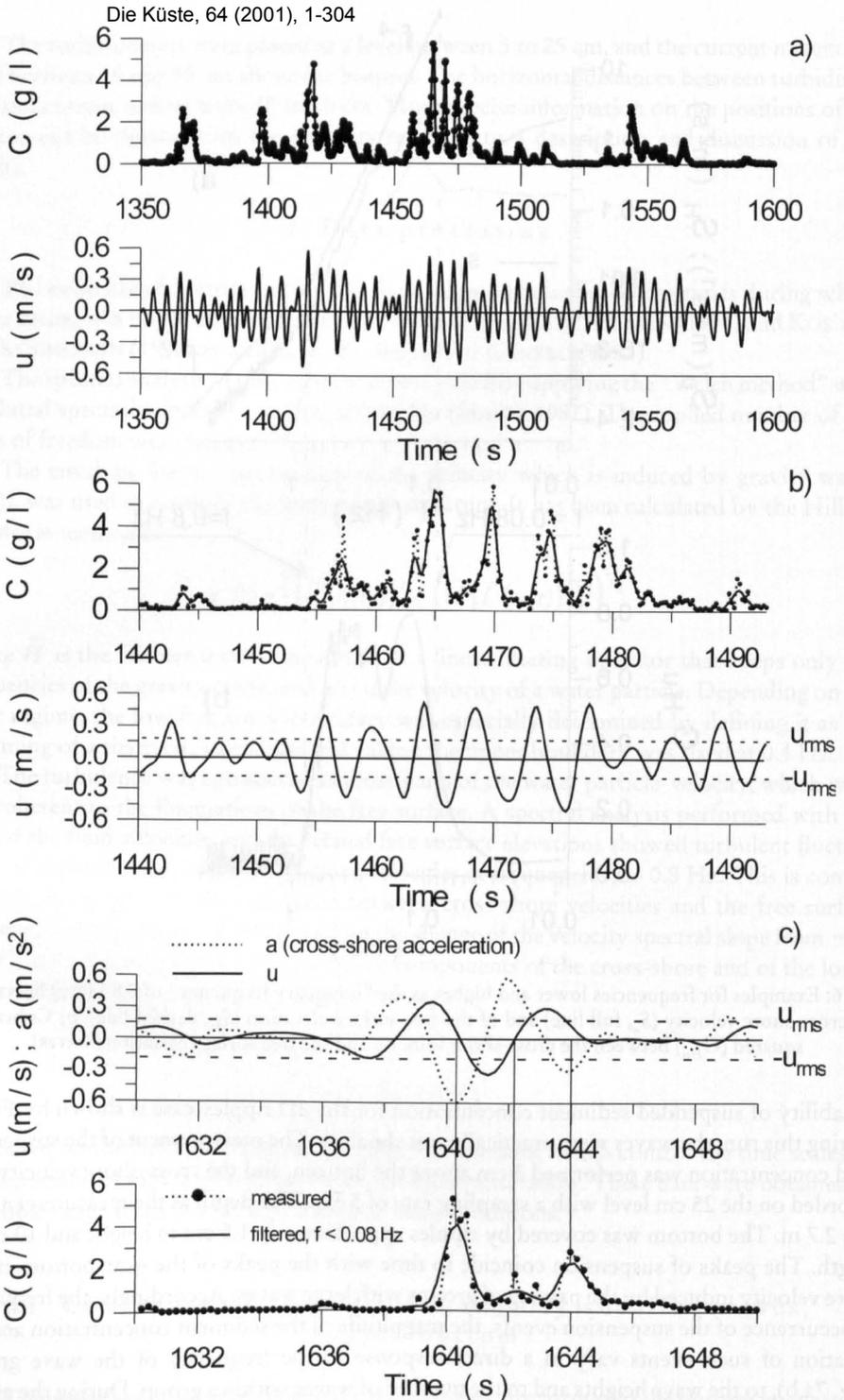


Fig. 7: Example for time series of the suspended sediment concentration (C) and the cross-shore velocity (u): a) passing of several groups with high waves; b) individual waves inside extended groups of high waves c) two large waves in the group ("Novomichailovka'93": $H_s = 0.48$ m; $T_p = 4.5$ s; $b = 2.7$ m)

of 0.18 m/s (Fig. 7b,c). In this case, the value was almost 0.20 m/s (marked by dashed lines in Fig. 7 b,c), which is equal to the magnitude of the root-mean-square of the velocity (u_{rms}). No vortex formations and suspension of sand have been observed when the magnitude of the cross-shore velocity was less than u_{rms} . The peaks of the sediment concentration were mainly observed during the deceleration phase, with maxima at the moments of the flow reversal (maximum magnitude of the negative acceleration). During the flow acceleration phase, the magnitude of the recorded concentration peaks is significantly smaller and they do not appear with each individual wave in a group of high waves.

The results of a spectral analysis of the described time series are presented in Fig. 8. The spectrum of the cross-shore velocity (S_u) shows a local peak at a frequency of 0.2 Hz (Fig. 8a). The fluctuations of the velocity are smaller by one order of magnitude for frequencies less than 0.1 Hz. Two feebly marked local peaks characterize the suspended sand concentration spectrum at the frequencies of 0.2 Hz and 0.4 Hz.

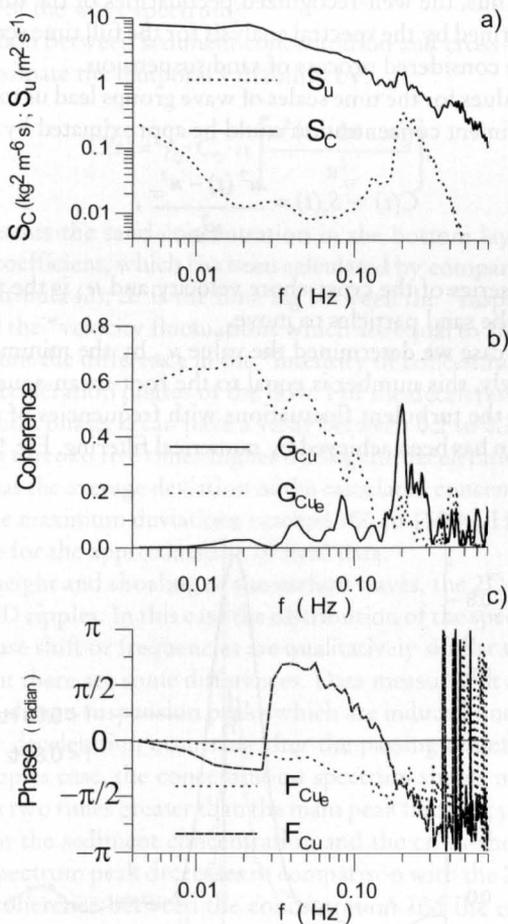


Fig. 8: Spectra, coherence and phase shift for Low Energetic Conditions: a) spectra of the suspended sediment concentration (S_C) and of the cross-shore velocity (S_U); b) coherence function between the sediment concentration and the cross-shore velocity (G_{Cu}); coherence function between the sediment concentration and the cross-shore velocity envelope (G_{Cue}); c) phase shift between the sediment concentration and the cross-shore velocity (F_{Cu}); phase shift between the sediment concentration and the cross-shore velocity envelope (F_{Cue})

The sediment concentration fluctuations are coherent with the cross-shore velocity fluctuations at the frequency of the wave spectrum peak (0.2 Hz), which is confirmed by a value of the coherence squared (G_{C_u}) of about 0.5 (Fig. 8b). The low values of the coherence between the sediment concentration and the cross-shore velocity fluctuations at the frequency 0.4 Hz ($G_{C_u} < 0.15$) can be explained by the absence of the velocity fluctuations at this frequency. High magnitudes of the coherence squared between the sediment concentration and the cross-shore velocity envelope ($G_{C_{ue}} = 0.3$ up to 0.7) at frequencies less than 0.1 Hz indicate the influence of the wave group modulation amplitude on the suspended sand concentration. The phase lag of approximately $-\pi/2$ between the cross-shore velocity fluctuations and the sediment concentration (Fig. 8c) confirms, that the suspension events coincide with the moments of flow reversals, as expected, since the waves in this run had almost no higher harmonics. The phase lag between the suspended sand concentration and the fluctuation of the cross-shore velocity envelope at frequencies < 0.1 Hz changes from $-\pi/4$ to 0 when the frequency decreases. Thus, the well-recognized peculiarities of the time series, as presented in Fig. 7, are well confirmed by the spectral analysis for the full time series, and consequently they are typical for the considered process of sand suspension.

High coherence values for the time scales of wave groups lead us to assume, that the temporal variability of sediment concentration could be approximated by:

$$C(t) \sim S_r(t) = \frac{u^2(t) - u_{cr}^2}{u_{cr}^2}, \quad (2)$$

where $u(t)$ is the time series of the cross-shore velocity and u_{cr} is the threshold value of the velocity which forces the sand particles to move.

In the considered case we determined the value u_{cr} by the minimum square method to be 0.18 m/s. Surprisingly, this number is equal to the root-mean-square value of the cross-shore velocities, when the turbulent fluctuations with frequencies of more than 0.8 Hz are excluded. The exclusion has been achieved by numerical filtering. Fig. 9 shows results for the

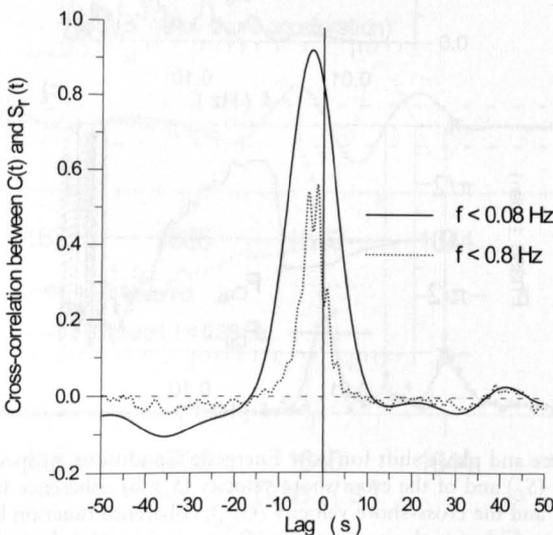


Fig. 9: Cross-correlation between $C(t)$ and $S_r(t)$ over lag for time series of the low frequency band ($f < 0.08$ Hz) and of the whole frequency band ($f < 0.8$ Hz) for the case of 2D ripples

cross-correlation between the measured sediment concentration $C(t)$ and the calculated values $S_r(t)$ for the distinguished bands of frequencies in dependency of the lag (time-shift between $C(t)$ and $S_r(t)$).

The solid line represents the change of the correlation coefficient for the frequency band of wave groups ($f < 0.08$ Hz) and the dashed line represents the frequency band below 0.8 Hz. The highest correlation between $C(t)$ and $S_r(t)$ with a value of approximately 0.9 is reached within the frequency band $f < 0.08$ Hz, when the measured fluctuation of the concentration differs about $\Delta t = 5$ s from the calculated term $S_r(t)$. The maximum value of the correlation between the "fluctuation of concentration" and the $S_r(t)$ in the frequency band $f < 0.8$ is reduced (from 0.9 to 0.5) because the suspension of sediment by individual waves occurs only when $u(t) > u_{cr}$. The maxima for the correlation coefficients have been observed on time lag of 5 seconds (suspension caused by groups of high waves) and of 1.2 seconds (suspension by individual waves in groups). The time lag of 1.2 seconds corresponds approximately to T_p (T_p is the peak period of the wave spectrum).

The high correlation between sediment concentration and cross-shore velocity fluctuation permits to approximate the temporal variability by:

$$C(t) = \gamma_0 \cdot C_0 \cdot \alpha \left[\frac{u^2(t - \Delta t - u_{cr}^2)}{u_{cr}^2} \right], \quad (3)$$

where $C_0 = 0.6$ represents the sand concentration in the bottom layer; $\gamma_0 = 8 \cdot 10^{-4}$ is the value of an empirical coefficient, which has been calculated by comparison of the gained field data with results of formula (3); Δt is the time lag between the "suspended sand concentration fluctuations" and the "velocity fluctuations which are equal to $1/4 T_p$ "; α is a coefficient which takes into account the difference in the "intensity of concentration peaks" during the deceleration and the acceleration phases of the flow. For the deceleration phase, α is equal to 1 and for the acceleration phase, α can have a value between 0.2 to 0.3 (the amplitude of the concentration peaks is three to five times higher during the deceleration phase). The investigations have shown that the average deviation of the calculated concentrations from the measured ones is 30 %; the maximum deviations reached 100 to 150 %. However, such an accuracy can be acceptable for the approximation of field data.

With increasing height and shoaling of the surface waves, the 2D ripples become unstable and transform to 3D ripples. In this case the distribution of the spectral density, of the coherence and of the phase shift or frequencies are qualitatively similar to the distributions for the 2D-ripple case. But there are some differences. Data measured at a distance of 3 to 7 cm from the bottom have shown suspension peaks which are induced once per wave period during the phase of flow deceleration occurring after the passing of deformed wave crests. In contrary to the 2D ripples case, the concentration spectrum shows no second local peak at the frequency which is two times greater than the main peak frequency of the wave spectrum. The phase lag between the sediment concentration and the cross-shore velocity at the frequency of the waves spectrum peak decreases in comparison with the 2D ripples case and has a value of $-\pi/3$. The coherence between the concentration and the envelope for the cross-shore velocity fluctuations at wave group frequencies ($f < 0.1$ Hz) also decreases to values of 0.3 to 0.45.

Because the waves were shoaling, the magnitudes of the cross-shore velocity under the wave crests were 1.5 to 2.0 times larger than those under the wave troughs. In this case, 3D ripples are not in equilibrium with the nearbottom velocities. By analogy to the data for non-equilibrium artificial 2D ripples (TUNSTALL and INMAN, 1975), it is possible to assume, that

in this case the formation of vortices and their ejection from the bottom begins earlier than in the case of the 2D ripples and of slightly shoaling waves.

In the case of 3D ripples, the maximum cross-correlation between the measured time series for the suspended sediment concentration and the parameter S_r is diminished by 30 % in comparison to the 2D ripple case, both for the whole frequency band and for the low-frequency range. The time lag is also reduced in comparison to the 2D ripples case and, accordingly, the phase shift between the concentration and the velocity changed from $-\pi/2$ (2D-case) to $-\pi/3$ (3D-case). Also in this case, the statistically significant values of the correlation testify to the possibility of using a formula similar to formula (3) for calculations of the temporary variability of suspended sand concentrations near the bottom (with adjusted coefficients γ_ϕ , α and Δt). Input data for the cross-shore velocity can be provided by field measurements or may be assigned analytically.

5.2 High energetic conditions: shoaling, non-breaking waves over nearly flat bed

Under high energetic conditions, the sea bed becomes nearly flat and an intensive sediment movement takes place in an oscillatory bottom boundary layer, when shoaling, non-breaking waves provide conditions which are represented by a Shields parameter which exceeds the threshold value of 0.8. Typical examples for the temporal variability of suspended sand concentration and cross-shore velocity are shown on Fig. 10 and Fig. 11. The measurements of the concentration were performed 7 cm above the bottom, and the cross-shore velocity was recorded at the 25 cm-level. For both examples, it can be estimated that according to the method proposed by KANEKO (1981), there were 3D ripples at the bottom with a steepness of about 0.02 to 0.03, being in a state of erosion.

The in-depth visual analysis of a two hour record has shown that peaks of the concentration appear only after the wave crest has passed, and at the moment when the maximum values of the cross-shore velocity exceed 0.5 m/s. At those fragments of the time series, where the maximum values of the velocity are about 1 m/s, the concentration peak coincides with the middle of the flow deceleration phase (Fig. 10). At those fragments with cross-shore velocities of 0.5 to 0.8 m/s, the concentration peaks coincide with the flow reversal for the deceleration phase which occurs at the backside of waves (Fig. 11). The results of a spectral and a mutual spectral analysis for this run are presented on Fig. 12. The cross-shore velocities and the sediment concentration spectra show two local peaks at frequencies of appr. 0.12 Hz and appr. 0.25 Hz (Fig. 12a). For these frequencies this coherence shows a good correlation between the suspended sand concentration and the cross-shore velocity (Fig. 12b). The phase lag between these parameters at the frequency of the main spectrum peak (0.12 Hz) is nearly $-\pi/4$ (Fig. 12c).

The peculiarities of the peak appearance are mentioned above. The spectral analysis data correspond qualitatively with a hypothesis which explains the suspension of sand through turbulent vortices by an instability of the bottom boundary layer (FOSTER et al., 1994). This has been confirmed by describing the impact of wave induced turbulence on the bottom boundary layer (HINO et al., 1983; CONLEY and INMAN, 1992; COX and KOBAYASHI, 1999; 2000; NIHEI et al., 2000). According to the cited references, the turbulent kinetic energy has a maximum in the deceleration phase of a wave induced flow and decreases to zero immediately after the flow reversal. The inflection point of the curve for the cross-shore velocity is a necessary condition for shear instability, corresponding to the times of flow deceleration

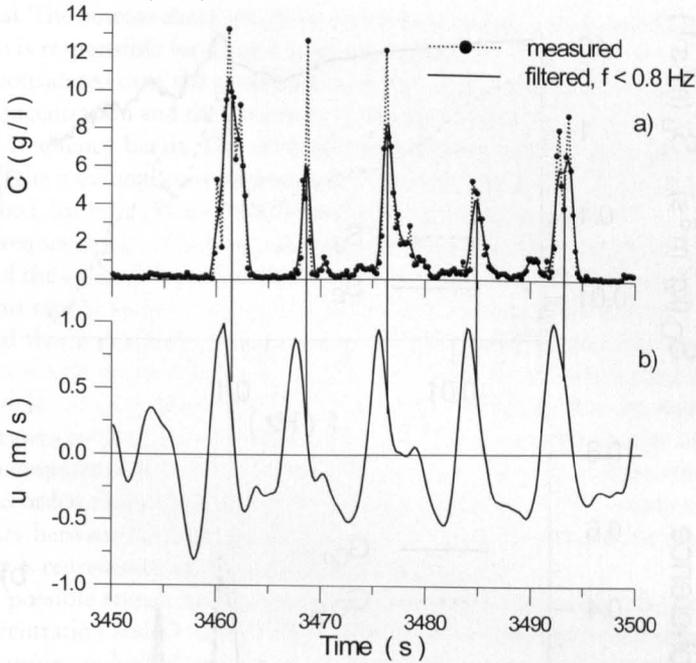


Fig. 10: Fragment (50 s) of the 5 Hz time series: a) for the suspended sand concentration (C) in the frequency range $f < 0,8 \text{ Hz}$ and for the range without turbulent fluctuations ($f < 0,08 \text{ Hz}$); b) cross-shore velocity (u) in the case of nearly plane bed – “Novomichailovka’93”: $H_s = 0.85 \text{ m}$; $T_p = 8.3 \text{ s}$; $b = 2.7 \text{ m}$

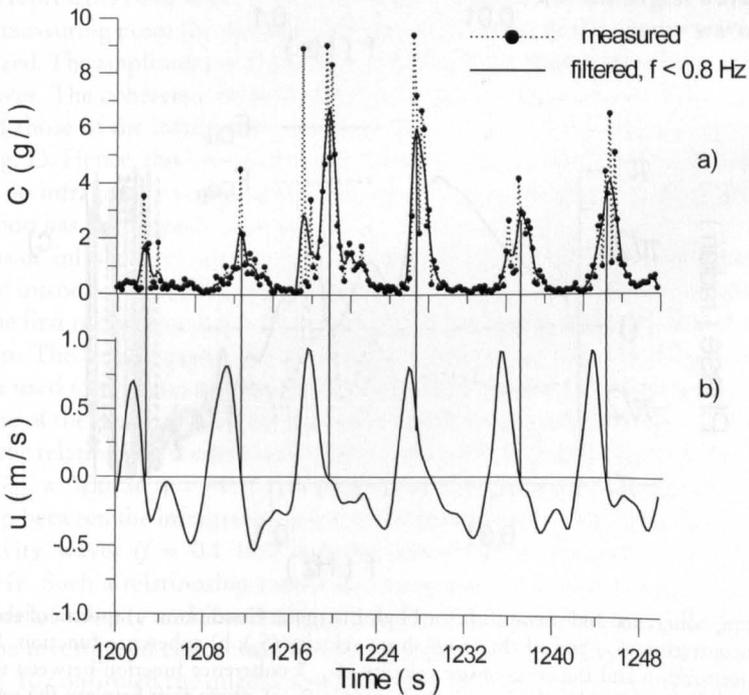


Fig. 11: Like Fig. 10, but for another fragment which represents the smaller amplitudes of the cross-shore velocity

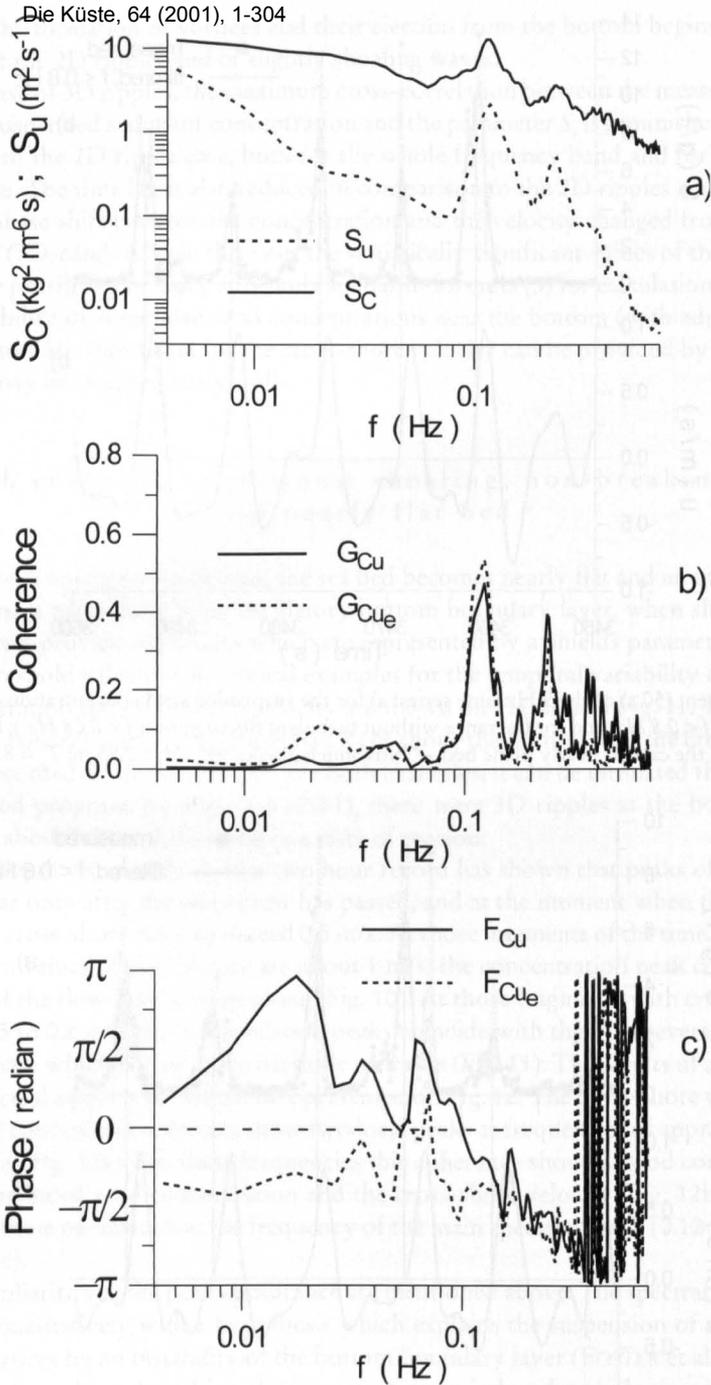


Fig. 12: Spectra, coherence and phase shift for High Energetic Conditions: a) spectra of the suspended sediment concentration (S_C) and of the cross-shore velocity (S_U); b) coherence function between the sediment concentration and the cross-shore velocity (G_{Cu}); coherence function between the sediment concentration and the cross-shore velocity envelope (G_{CUe}); c) phase shift between the sediment concentration and the cross-shore velocity (F_{Cu}); phase shift between the sediment concentration and the cross-shore velocity envelope (F_{CUe})

and its reversal. The bottom shear instabilities lead to an abrupt increase of the turbulence intensity, which is responsible for a rapid sand suspension.

For the considered case, the evaluation of the cross-correlation between the fluctuation of the sand concentration and the parameter S , shows a maximum value of 0.35 at a lag time of -2 s for all frequency bands. The estimation has shown, that the differences between the calculated and the measured concentrations are between $\pm 50\%$ and $\pm 300\%$. Hence, for the case of a flat bed, formula (3) can only be applied as a rough estimation.

At low frequencies ($f < 0.08$ Hz) the concentrations are almost not coherent with both, fluctuations of the cross-shore velocity and their envelope (Fig. 12b). There are two possible reasons for this result. At first, the small magnitude of the coherence between the sand concentration and the cross-shore velocity or its envelope could be the effect of three-dimensional vortices which move with their central or circumferential part through the measurement point while carrying suspended sand. The effect would be, that the measured magnitude of the suspension peaks could substantially differ, although the velocity under the wave crests of the compared events is approximately the same. This can well be recognized from parts of the recorded time series, as shown on Fig. 10 and Fig. 11. The absence of a rigorous proportionality between the maximum values of the concentration and the maximum of the water velocity is represented by the low values of coherence.

Another possible reason for the small values of coherence at low frequencies between the sand concentration and the cross-shore velocity or its envelope is the joint influence of gravity wave groups and of infragravity waves on the process of sand suspension. Fig. 13 presents a 10-minute window of a time series for the concentration and velocity, which are typical for the high-energetic condition, as shown above by the Figs. 10 to 12. These figures also present the gravity (u_g) - and the infragravity (u_i) - components of the velocity (u). The displayed run represents swell with $H_s = 0.85$ m, and $T_p = 8.5$ s. Only the largest waves have broken at the measuring point (by spilling). The group structure of the gravity waves can easily be recognized. The amplitudes of the infragravity waves are about half as large as those of the gravity waves. The coherence between the low-frequency fluctuations of the sand concentration and those of the infragravity waves as well as those of the wave groups are not obvious in Fig. 13. Hence, this case is contrary to the discussed case of the low-energetic waves, which has no infragravity components (Fig. 7) and where the effect of wave groups on the concentration has been clearly observed.

The joint influence of gravity and infragravity waves on the concentration can be checked by introducing a relationship between the velocity and the concentration of a higher than the first order. The coherence function is the estimate of the validity of a first order relationship. The results gained by applying a bicoherence function (G_{unc}), as shown in Fig. 14, are used to estimate the quadratic relationship between two harmonics of the velocity and one of the concentration for the series which are presented in Fig. 13. The existence of a quadratic relationship is confirmed by the sufficiently high magnitude of the bicoherence function $G_{unc} = 0.35$ at $f_1 = -0.1$, $f_2 = 0.015$ Hz. This example demonstrates a quadratic relationship between the infragravity wave at the frequency $f = 0.015$ Hz, the first harmonic of the gravity waves ($f = 0.1$ Hz) and the concentration fluctuation at the frequency $f = 0.085$ Hz. Such a relationship cannot be recognized by a simple view on synchronous chronograms of velocity and concentration and this may be the reason of the low coherence between the investigated concentration and velocity. The bicoherence function with input data of Fig. 10 confirmed the quadratic relationship between the first two harmonics of the velocity and the concentration fluctuation at the frequency of the first harmonic ($G_{unc} = 0.35$ at $f_1 = -0.24$ Hz, $f_2 = 0.12$ Hz). The last result corresponds to the fact, that due to the sharp

Die Küste, 64 (2001), 1-304

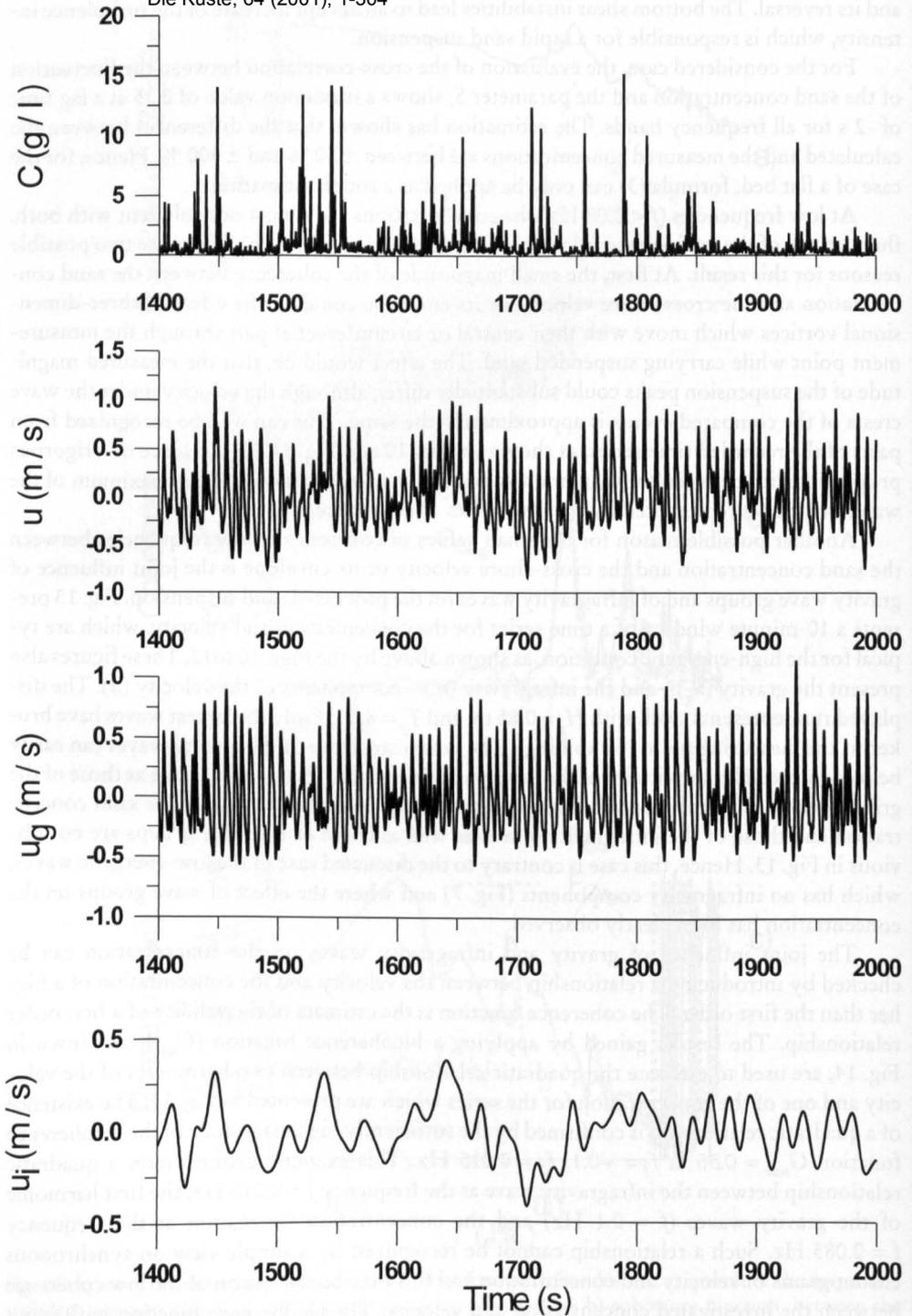


Fig. 13: Fragment of time series (600 seconds) of the sediment concentration (C), of the cross-shore velocity (u) with its gravity component (u_g) and its infragravity component (u_i) - "Novomichailovka'93": see Fig. 10

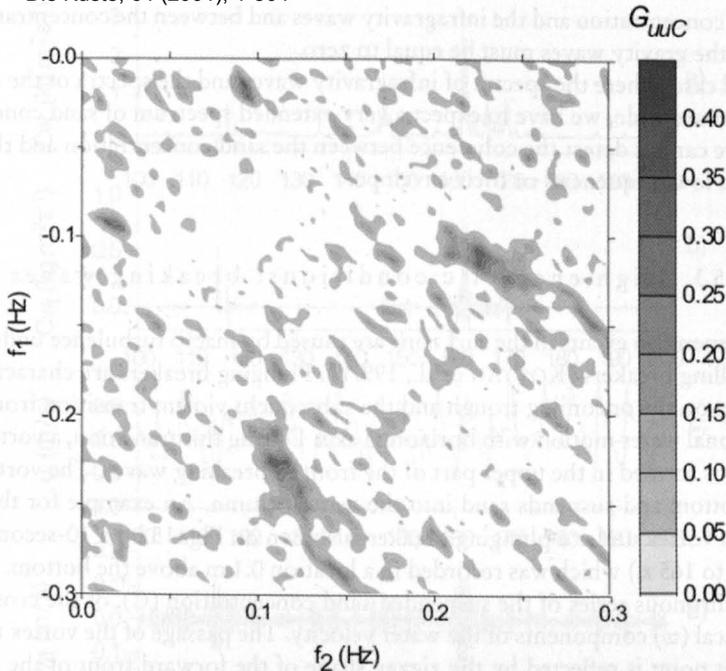


Fig. 14: Contours for the value of the cross bicoherence function (G_{uuC}) for two harmonics of the cross-shore velocity (f_1, f_2) and the suspended sediment concentration. Time fragment and input data: see Fig. 13

and high crest of the waves and the shallow and plain wave trough the concentration peak occurs only once per wave period.

A simple analytical model has been applied to investigate quadratic relationships. We can expect, similar to formula (3), a dependency of the sand concentration from the velocity: $C = Au^2$ with $A = \text{constant}$; u shall include the infragravity waves and the groups of gravity waves in the simplest form as

$$u(t) = \cos(\omega_i t) + \cos(\omega_{g1} t) + \cos(\omega_{g2} t), \quad (4)$$

where the index i corresponds to the infragravity waves, $g1$ and $g2$ to the harmonics of the gravity waves; t is the time and ω is the angular frequency.

The harmonics $g1$ and $g2$ produce the group structure of waves as

$$u_g = \cos(\omega_{g1} t) + \cos(\omega_{g2} t) = \cos(\omega_e t) \cos(\omega_g t), \quad (5)$$

where $\omega_e = (\omega_{g1} - \omega_{g2})/2$ is the frequency of the envelope and $\omega_g = (\omega_{g1} + \omega_{g2})/2$ is the main frequency of the gravity waves. As result we find, that

$$C(t) = A/1.5 + 0.5 \cos(2\omega_i t) + 0.5 \cos(2\omega_{g1} t) + 0.5 \cos(2\omega_{g2} t) + \cos[(\omega_i + \omega_{g1})t] + \cos[(\omega_i - \omega_{g1})t] + \cos[(\omega_i + \omega_{g2})t] + \cos[(\omega_i - \omega_{g2})t] + \cos[(\omega_{g1} + \omega_{g2})t] + \cos[(\omega_{g1} - \omega_{g2})t]. \quad (6)$$

Among these eighth harmonics of concentration (6) there is neither the frequency of infragravity waves nor that of gravity waves. Therefore, in our simple model, the coherence

between the concentration and the infragravity waves and between the concentration and the envelope of the gravity waves must be equal to zero.

In a real case, where the spectra of infragravity waves and the spectra of the envelope of gravity waves are wide, we have to expect a very extended spectrum of sand concentrations, and therefore cannot detect the coherence between the sand concentration and the infragravity waves at low frequencies or their envelope.

5.3 High energetic conditions: breaking waves

Sand suspension events in the surf zone are caused by macro turbulence under the plunging and spilling breakers (KOS'YAN et al., 1997b). Plunging breakers are characterized by a jet impinging on the oncoming trough and the subsequent violent transition from irrotational to rotational water motion with horizontal axis. During this transition, a vortex with horizontal axis is formed in the upper part of the front of breaking waves. The vortex penetrates to the bottom and suspends sand into the water column. An example for the sand suspension by a vortex under a plunging breaker is shown on Fig. 15 by a 10-second segment (from 155 s. to 165 s.) which was recorded in a location 0.1 m above the bottom. The figures display synchronous series of the suspended sand concentration (C), of the cross-shore (u) and the vertical (w) components of the water velocity. The passage of the vortex through the measurement point is reflected by the zigzag shape of the forward front of the cross-shore

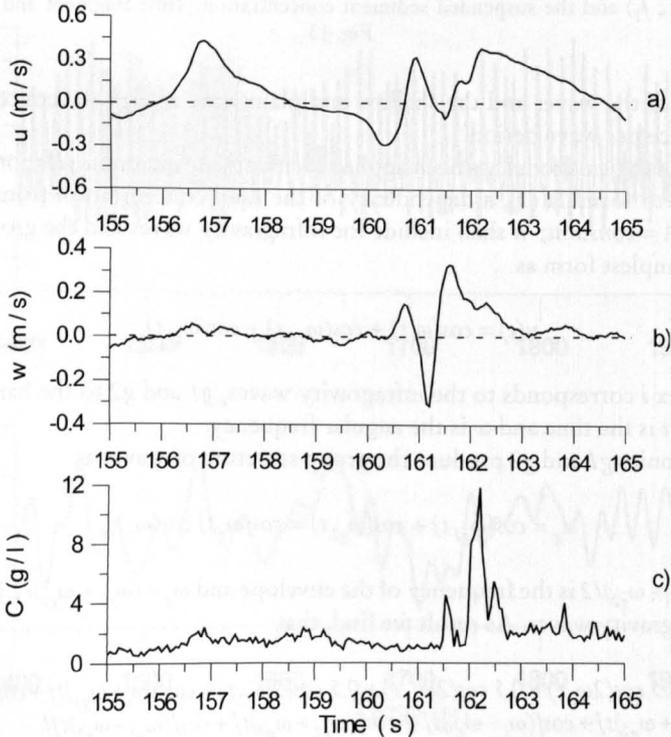


Fig. 15: Example for the high resolution of the record (time fragment of 10 seconds) for a sand suspension event (level 10 cm above the bottom) under a plunging breaker – “EbroDelta’96” experiment: a) cross-shore velocity (u); b) vertical velocity (w); c) suspended sediment concentration (C)

Die Küste, 64 (2001), 1-304

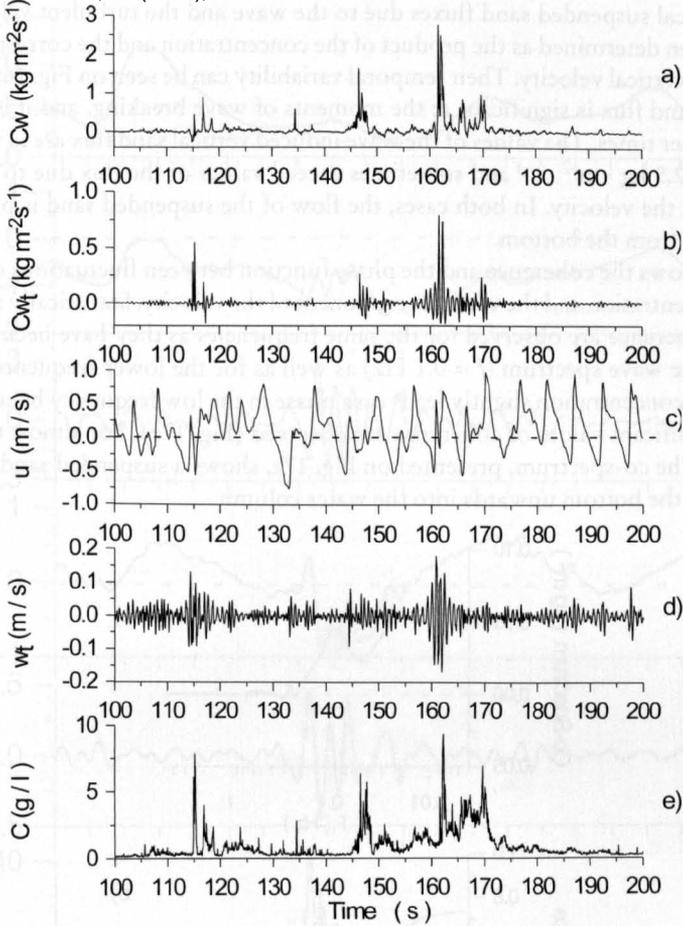


Fig. 16: Example (time fragment of 100 seconds) for the seaward part of the surf zone (10 cm above the bottom) under the conditions of plunging waves. – “EbroDelta’96” experiment: $H_s = 0.4$ m; $T_p = 10$ s; $b = 0.5$ m: a) vertical component of the suspended sand flux induced by the velocity of the wave component (Cw); b) vertical component of the suspended sand flux induced by the turbulent velocity (Cw_t); c) cross-shore velocity (u); d) vertical turbulent velocity (w_t); e) suspended sediment concentration (C)

velocity (Fig. 15a) and by the alternating changing of the direction of the vertical velocity component (Fig. 15b) during the time interval from second 160.5 to 162.5. The recorded character of the cross-shore and of the vertical velocity graphs is determined by a rotation of the vortex in the clockwise direction. The sand suspension event is related to the positive value of the vertical component of the vortex velocity, and it has some time lag with regard to the maximum of the vertical velocity.

The data presented in Fig. 15 confirm the fact, that the vertical velocity determines the suspended sand flux from the bottom. More obviously, it is illustrated by the data of the measurements which are shown in Fig. 16. The vertical velocity has been divided into the wave component ($f < 0.8$ Hz) and the turbulent component ($f > 0.8$ Hz) by digital filtering. The peaks of the concentration (Fig. 16e) coincide in time with the increased magnitudes of the turbulent fluctuations of the vertical velocity (Fig. 16d) and the zigzag form of the forward front of the cross-shore velocity (Fig. 16c).

The vertical suspended sand fluxes due to the wave and the turbulent velocity components have been determined as the product of the concentration and the corresponding component of the vertical velocity. Their temporal variability can be seen on Fig. 16a and Fig. 16b. The vertical sand flux is significant at the moments of wave breaking, and it is insignificant during the other times. The values of the wave induced vertical sand flux are in the range between 0.7 and $2.5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$ and sometimes exceed values of the flux due to the turbulent component of the velocity. In both cases, the flow of the suspended sand is predominantly directed away from the bottom.

Fig. 17 shows the coherence and the phase function between fluctuations of the suspended sand concentration and the vertical component of the velocity. Statistically significant values of the coherence are observed for the same frequencies as they have been evaluated for the peak of the wave spectrum ($f = 0.1 \text{ Hz}$) as well as for the lower frequencies (Fig. 17b). The sediment concentration slightly leads on a phase in the low frequency band ($f < 0.1 \text{ Hz}$), where the significant values of coherence are observed (Fig. 17c). For almost the entire frequency band the co-spectrum, presented on Fig. 17a, shows a suspended sand flux which is directed from the bottom upwards into the water column.

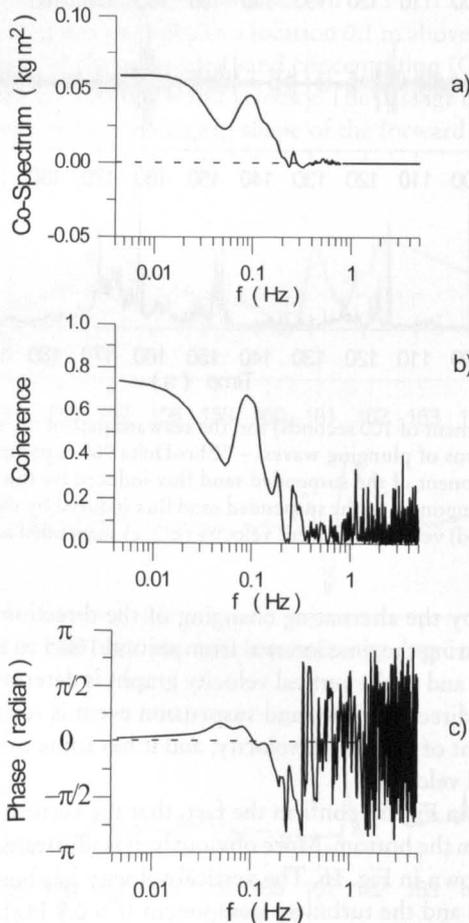


Fig. 17: Co-spectrum (a), Coherence (b) and Phase shift (c) between the suspended sand concentration (C) and the wave-induced component of the vertical velocity (Wt) for the time series data as displayed on Fig. 16

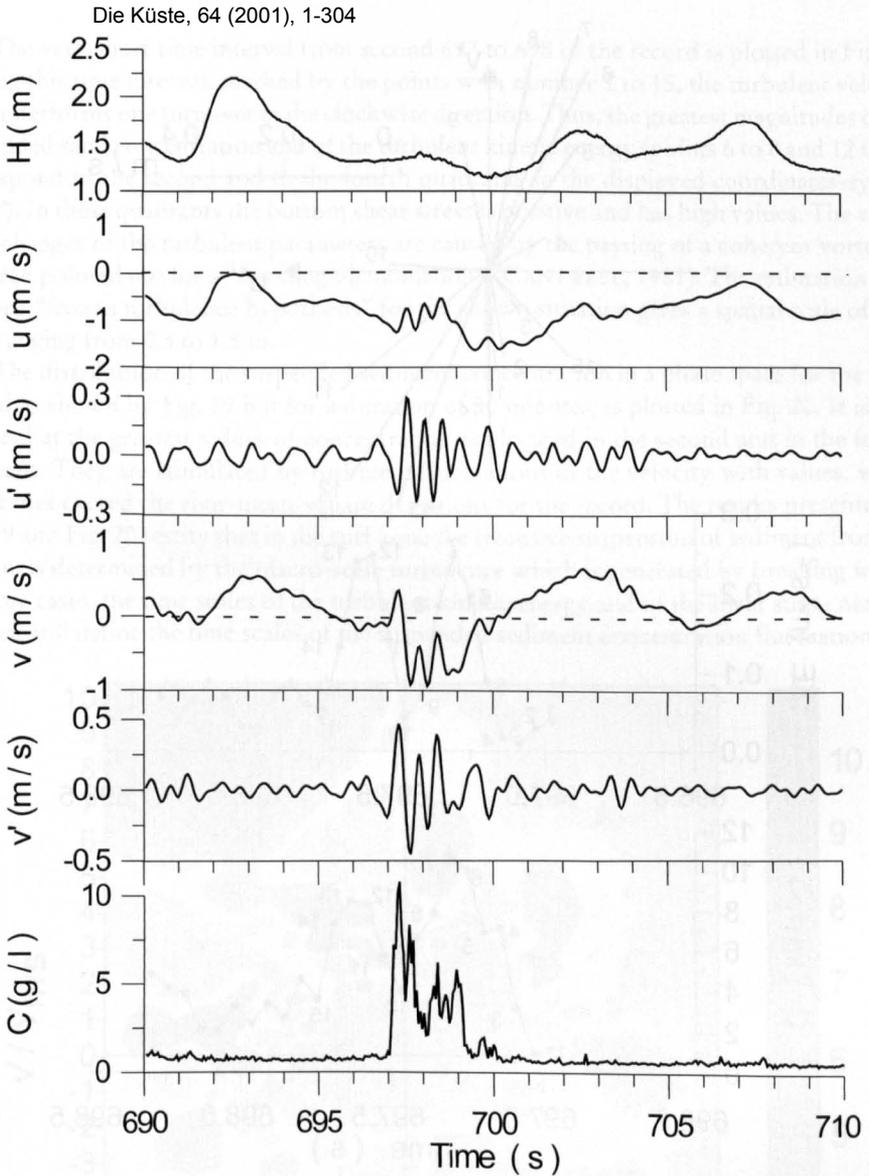


Fig. 18: Example (time fragment of 20 seconds) for a suspension event in the middle part of the surf zone under the conditions of spilling waves: suspended sediment concentration (C) in a distance of 10 cm and fluid velocities (u , u' , v , v') in a distance of 15 cm above a flat bottom. – “Norderney’94” experiment:

$$H_s = 1.07 \text{ m}; T_p = 8.7 \text{ s}; h = 1.53 \text{ m}$$

During our measurements, wave breaking by spilling generally occurred inside the surf zone. An example for sand suspension by macro turbulent vortices in the middle part of the surf zone is shown in Fig. 18. A suspension event with a nearly vertical front coincides well with strong fluctuations of the cross-shore and of the long-shore velocity components in the time interval 697 to 700 second. Such very intensive turbulent fluctuations of the horizontal velocity component and of the suspension events are caused by vortices which pass directly through the measuring point.

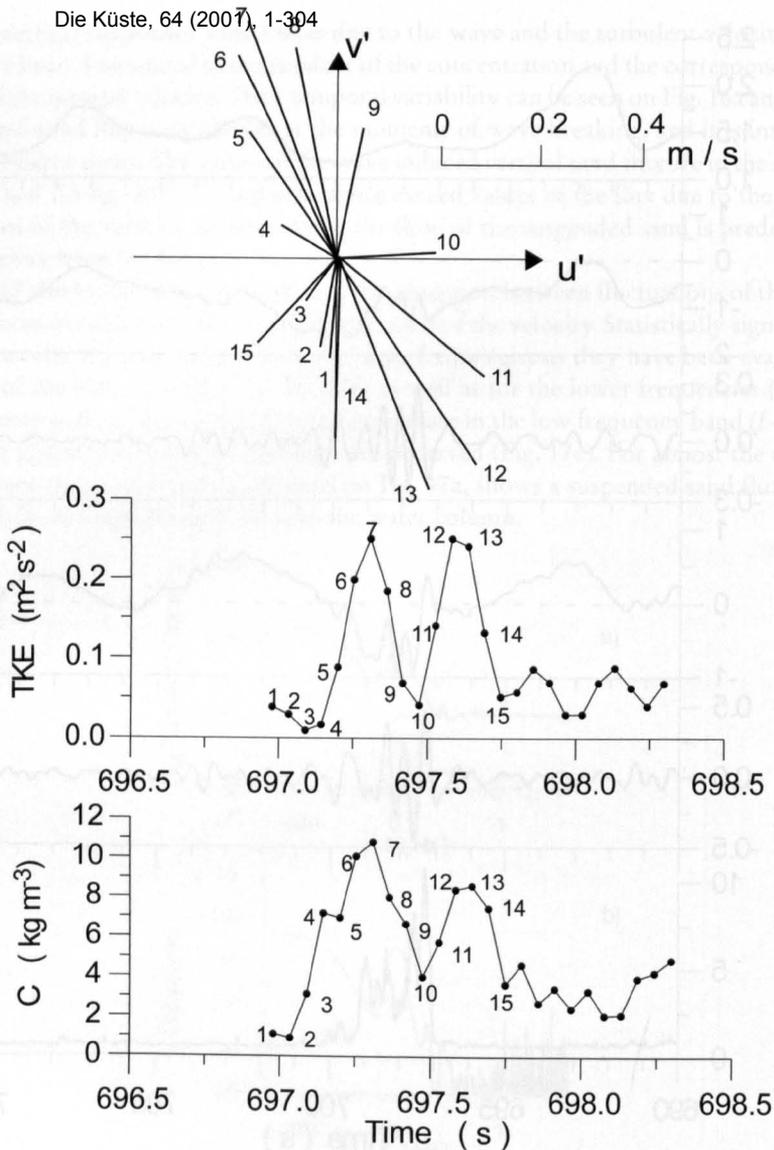


Fig. 19: Example for an extremely short fragment (time interval of 2 seconds) of the temporal variability of the sediment concentration (C), the 2D turbulent kinetic energy (TKE) and the position of the turbulent velocity vector (upper part of the Figure). The suspension event is shown on Fig. 18

A further confirmation, that the described suspension events are stimulated by vortices, can be drawn from the data which are shown in Fig. 19. The figure displays the time histories of the suspended sand concentration of the 2D turbulent kinetic energy (E) and an instantaneous vector, indicating the position of the turbulent velocity within the phase space.

$$E = 1/2(u'^2 + v'^2), \quad (7)$$

where u' and v' are cross-shore and longshore turbulent velocities.

The very short time interval from second 697 to 698 of the record is plotted in Fig. 18. During this time interval, marked by the points with number 1 to 15, the turbulent velocity vector performs one turnover in the clockwise direction. Thus, the greatest magnitudes of the suspended sand concentration and of the turbulent kinetic energy (points 6 to 8 and 12 to 13) correspond to the second and to the fourth quadrants in the displayed coordinates-system (u' , v'). In these quadrants the bottom shear stress is positive and has high values. The visualized changes of the turbulent parameters are caused by the passing of a coherent vortex, as has been pointed out for a "bursting phenomenon" (CANTWELL, 1981). The estimation with Taylor's "frozen turbulence hypothesis" for the shown situation gives a spatial scale of vortices ranging from 0.3 to 1.5 m.

The distribution of the suspended sediment concentration in a phase space for the same record as shown by Fig. 19 but for a duration of 30 minutes, is plotted in Fig. 20. It is well visible that the greatest values of concentration are located in the second and in the fourth quadrant. They are stimulated by turbulent fluctuations of the velocity with values, which sometimes exceed the root-mean-square deviations for the record. The results presented on Fig. 19 and Fig. 20 testify that in the surf zone the intensive suspension of sediment from the bottom is determined by the macro-scale turbulence which is generated by breaking waves. In those cases, the time scales of the turbulent kinetic energy and of the shear stress near the bottom will define the time scales of the suspended sediment concentration fluctuations.

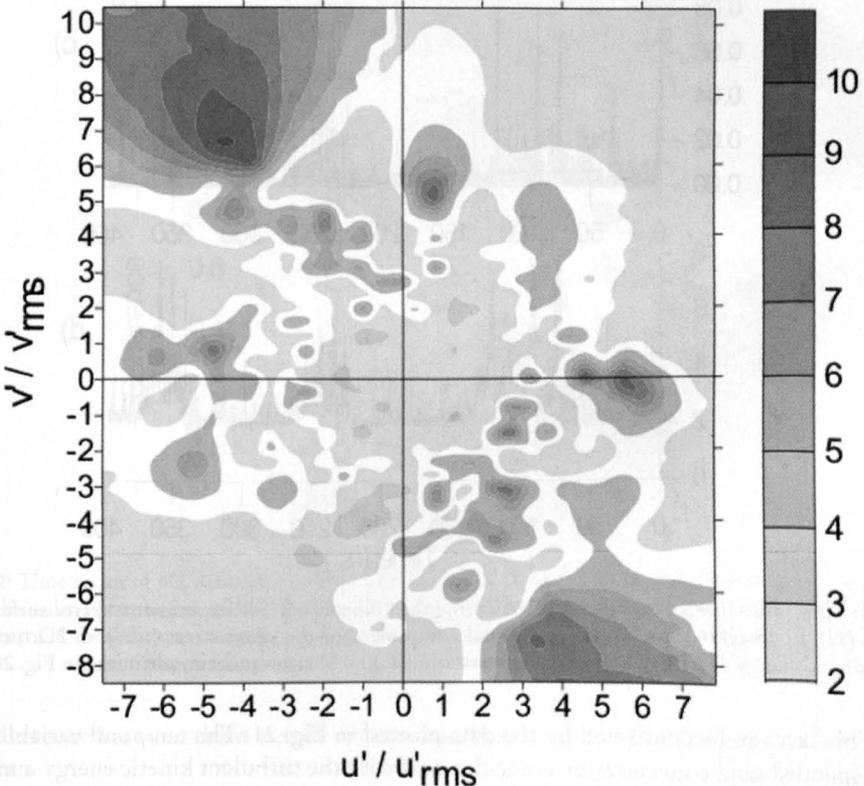


Fig. 20: Suspended sediment concentration plotted in the velocity space (u' , v'): u' and v' are the cross-shore and the longshore turbulent velocities; u'_{rms} and v'_{rms} are root-mean-square values of u' and v' – "Norderney'94" experiment: $H_s = 0.90$ m; $T_p = 8.7$ s; $h = 1.62$ m. Measurement points: 10 cm (sediment concentration) and 15 cm (velocities) above a flat bottom. Data: see Fig. 21

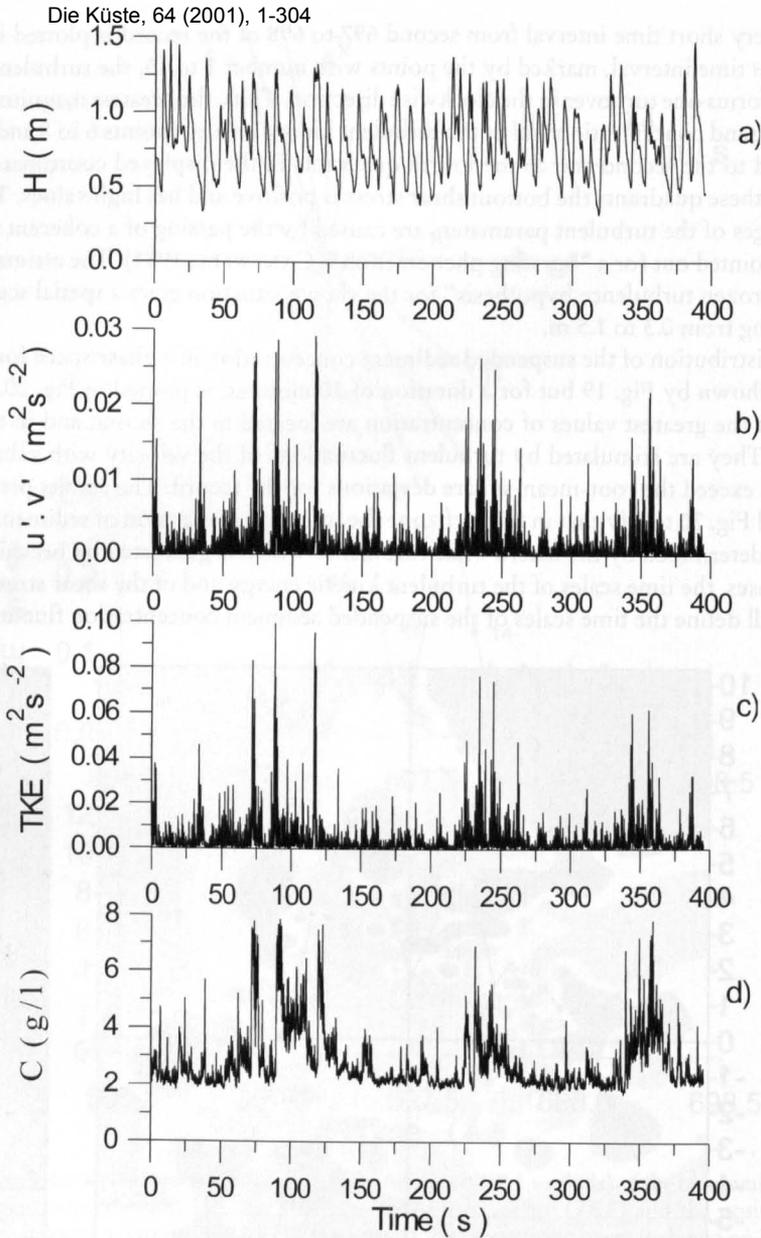


Fig. 21: Time series of 400 seconds recorded during the “Norderney’94” experiment: a) free surface elevation (H); b) absolute value of the horizontal component of the shear stress ($u'v'$); c) 2D turbulent kinetic energy (TKE); d) sediment concentration (C). – Measurement conditions: see Fig. 20

This fact can be confirmed by the data plotted in Fig. 21. The temporal variability of the suspended sand concentration coincides well with the turbulent kinetic energy and with the absolute value of the shear stress. The broad peaks of the concentration and of the turbulent kinetic energy follow with a periodicity between 100 s to 150 s. Inside such peaks, the fluctuations of these parameters on time scales of about the wave period were observed. Fig. 22 presents spectra of the cross-shore velocity, the suspended sand concentration and

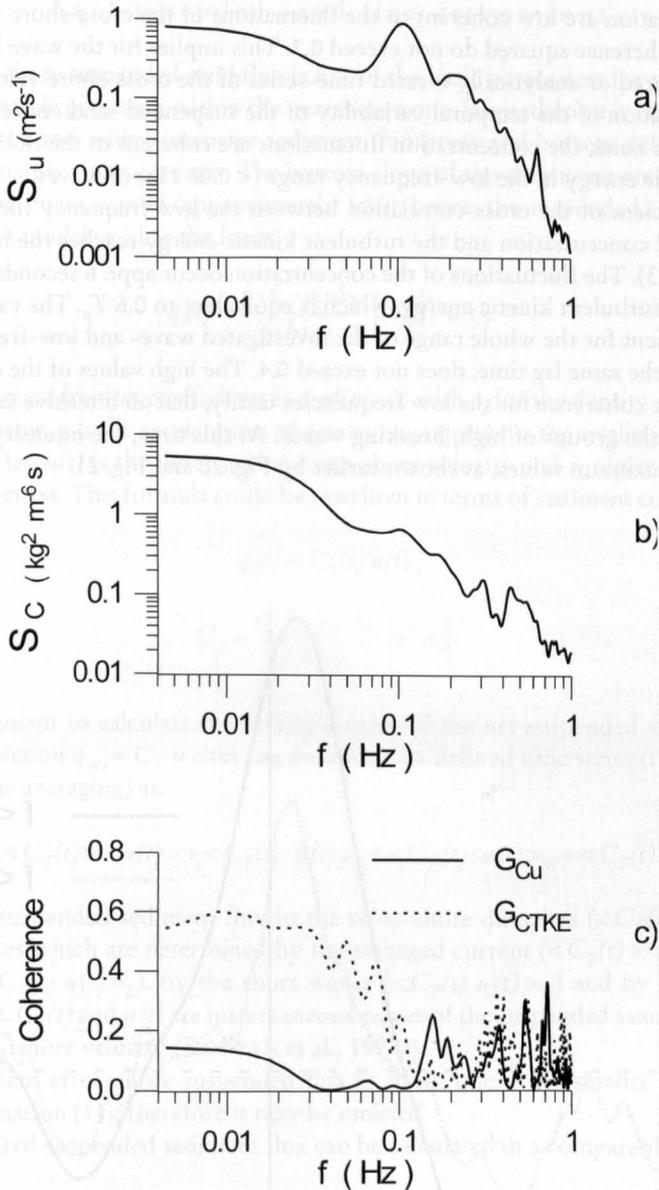


Fig. 22: Time series of 400 seconds (see Fig. 21): a) spectra S_u of the cross-shore velocity (u); b) spectra S_c of the sediment concentration (C); c) spectra of the coherence between S_c and S_u (G_{Cu}) and between the spectra of the sediment concentration and of the turbulent kinetic energy (G_{CTKE}). – “Norderney’94” experiment, middle part of the surf zone; measurement conditions see Fig. 20

the coherence between them as well as between the concentration and the turbulent kinetic energy.

The spectrum of the cross-shore velocity has a distinct local maximum on the frequency of 0.1 Hz. In the spectrum of the concentration we practically do not detect such a local peak; the spectral density increases quasi-monotonously with decreasing values of the frequency. In the range of the gravity and of the infragravity frequencies ($f < 0.8$ Hz), the fluctuations

of the concentration are low coherent to the fluctuations of the cross-shore velocity, as the values of the coherence squared do not exceed 0.2. This implies for the wave breaking zone, based on measured or analytically created time-series of the cross-shore velocity, that a reliable determination of the temporal variability of the suspended sand concentration is impossible. In this zone, the concentration fluctuations are coherent to the fluctuations of the turbulent kinetic energy in the low-frequency range (< 0.08 Hz) of waves.

The coefficient of the cross-correlation between the low-frequency time series of the suspended sand concentration and the turbulent kinetic energy reaches the highest value at appr. 0.7 (Fig. 23). The fluctuations of the concentration occur appr. 6 seconds after the fluctuations of the turbulent kinetic energy, which is equivalent to $0.6 T_p$. The value of the correlation coefficient for the whole range of the investigated wave- and low-frequencies, with approximately the same lag time, does not exceed 0.4. The high values of the correlation coefficient and the coherence for the low frequencies testify, that an intensive sand suspension happens under the groups of high, breaking waves. At this time, the intensity of the turbulence reaches maximum values, as shown earlier by Fig. 20 and Fig. 21.

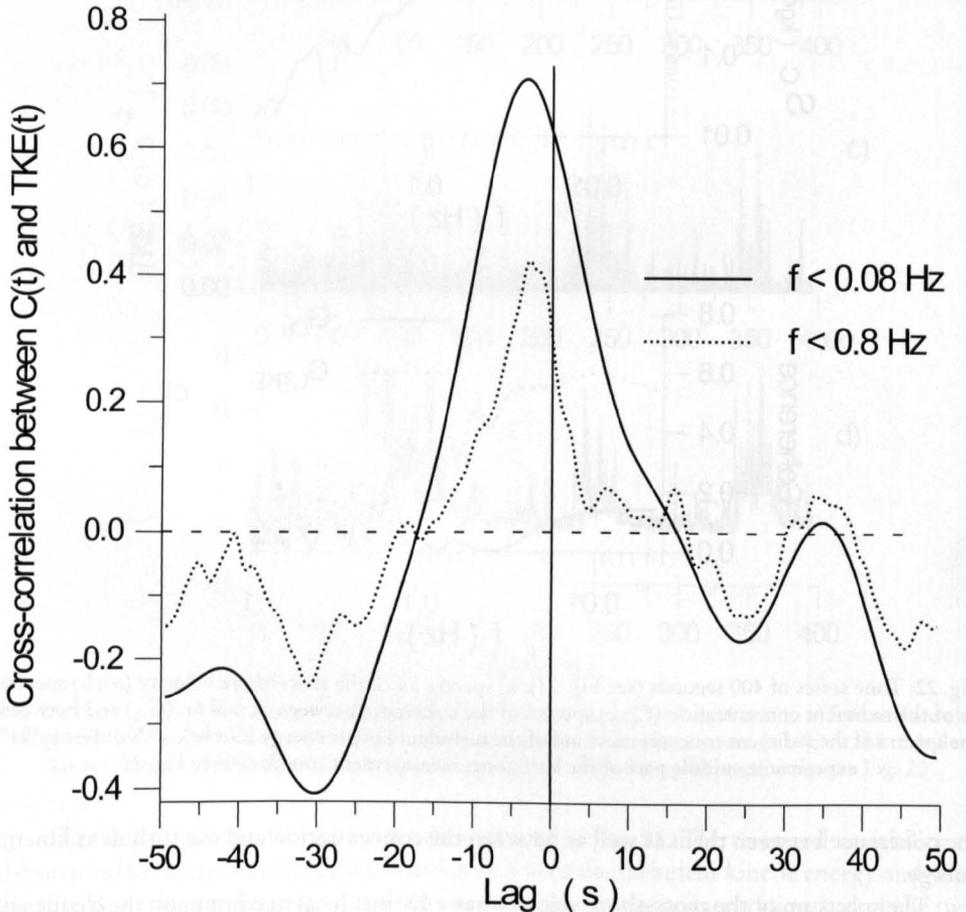


Fig. 23: Cross-correlation (C_r) between the suspended sediment concentration ($C(t)$) and the turbulent kinetic energy (TKE) for two frequency bands (f). Measurement conditions and data of the time series: see Fig. 20 and Fig. 21

The cross-shore suspended sand flux is one of the basic parameters for the modeling of the morphodynamic processes within the nearshore zone. Its prediction is especially important for the surf zone, where intensive sediment transports and bottom deformations take place, predominantly during storms. The bottom slope of the measuring area for the "Norderney'94" experiment is mild (approximately 1:50); hence, the suspended sand flux according to Bailard's model (q_s) has the form:

$$q_s(t) = \frac{\varepsilon_s \cdot f_w \cdot \rho_t \cdot S_0}{g \cdot h \cdot \omega_s} \cdot |u(t)|^3 \cdot u(t), \quad (8)$$

where f_w is the wave friction coefficient; $S_0 = \rho / (\rho_t - \rho)$ with ρ_t for the density of the sediment and ρ for the water; g is the acceleration of gravity; ω_s represents the settling velocity of the sediment particles; $u(t)$ is the time varying cross-shore velocity and ε_s represents the coefficient of effectiveness. This formula could be rewritten in terms of sediment concentration by weight as:

$$q_s(t) = C_T(t) u(t), \quad (9)$$

$$C_T = \frac{\varepsilon_s \cdot f_w \cdot \rho_t \cdot S_0}{g \cdot h \cdot \omega_s} \cdot |u^3(t)|. \quad (10)$$

It is convenient to calculate the averaged value of the net suspended sand flux in the cross-shore direction $q_{net} = C_T u$ over the duration of a defined time series (the symbol $\langle \rangle$ denotes the time averaging) as:

$$\langle C_T(t) \cdot u(t) \rangle = \langle C_T(t) \rangle \langle u(t) \rangle + \langle C_T(t) \cdot u(t) \rangle_L + \langle C_T(t) \cdot u(t) \rangle_W + \langle C_T(t) \cdot u(t) \rangle, \quad (11)$$

where the net suspended sediment flux in the cross-shore direction ($\langle C_T(t) u(t) \rangle$) is the sum of the fluxes which are determined by the averaged current ($\langle C_T(t) \rangle \langle u(t) \rangle$), by the long waves ($\langle C_T(t) u(t) \rangle_L$), by the short waves ($\langle C_T(t) u(t) \rangle_W$) and by the turbulence ($\langle C_T(t) u(t) \rangle$). $C_T(t)$ and $u(t)$ are instantaneous values of the suspended sand concentration and of the cross-shore velocity (KOS'YAN et al., 1997a).

The turbulent cross-shore suspended flux is about one order smaller than the other terms of the equation (11); therefore it may be omitted.

The measured suspended sediment flux can be calculated in a comparable manner:

$$\langle C_T(t) \cdot u(t) \rangle = \langle C(t) \rangle \langle u(t) \rangle + \langle C(t) \cdot u(t) \rangle_L + \langle C(t) \cdot u(t) \rangle_W, \quad (12)$$

where $C(t)$ is the time series of measured sediment concentration.

The theoretically determined and the measured values of the fluxes associated with long waves were calculated according to formula (11) and (12) by integration of the values for the co-spectra between the suspended sand concentration and the cross-shore velocity in the frequency range $0.005 \text{ Hz} < f < 0.05 \text{ Hz}$ and those fluxes associated with short waves in the frequency range $0.05 \text{ Hz} < f < 0.5 \text{ Hz}$.

For the calculation we used the measured cross-shore velocities from the "Norderney'94" experiment with time series of one hour duration. We introduced into the formula (10): $\rho_t = 2650 \text{ kg/m}^3$; $\rho = 1020 \text{ kg/m}^3$; $f_w = 0.01$; $\varepsilon_s = 0.02$; $\omega_s = 0.028 \text{ m/s}$.

The Figs. 24 to 27 represent four typical situations for the surf zone, which are characterized by cross-shore currents (undertow), with velocities which increase from Fig. 24 to Fig. 27. The results gained with the theoretically determined data are drawn in black, and those based on the field data are shown in white; positive values characterize the onshore and negative values the offshore direction. Four averaged values are distinguished: transport by "long" waves and by "short" waves; "mean" transport and "net" transport.

Fig. 24 applies for the case, where the undertow velocity is nearly zero and the main contribution to the net suspended sand flux is provided by the infragravity (long) waves. In this case, the r.m.s. values (based on field data) of the suspended sand fluctuations are equal to $1.15 \text{ kg/m}^2\text{s}$, which is approximately ten times more than the displayed net flux. In contrary, the main contribution to the net suspended sand flux which has been calculated by the model, is provided by the short waves.

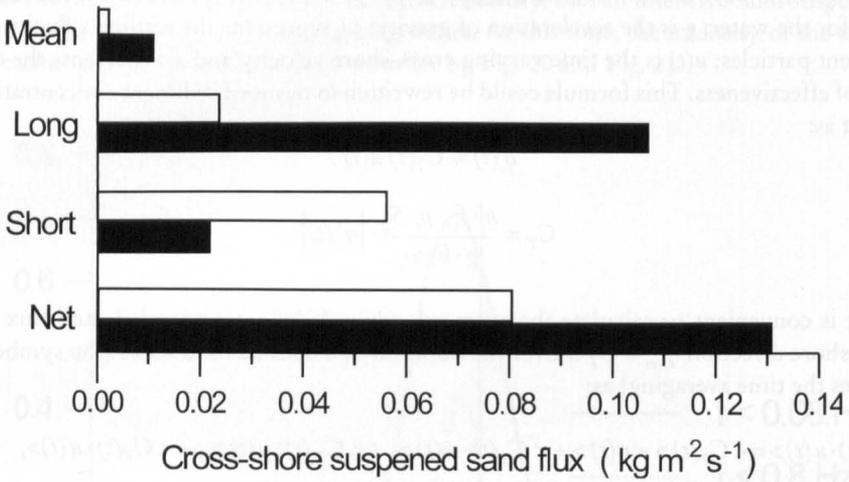


Fig. 24: Suspended sand fluxes in cross-shore direction : measured (white) and predicted by Bailard's model (black). – "Norderney'94" experiment; time series of 60 minutes: $H_s = 0.80 \text{ m}$; $T_p = 8.7 \text{ s}$; $h = 1.14 \text{ m}$; flat bottom; undertow velocity $\langle u \rangle = 0.01 \text{ m/s}$

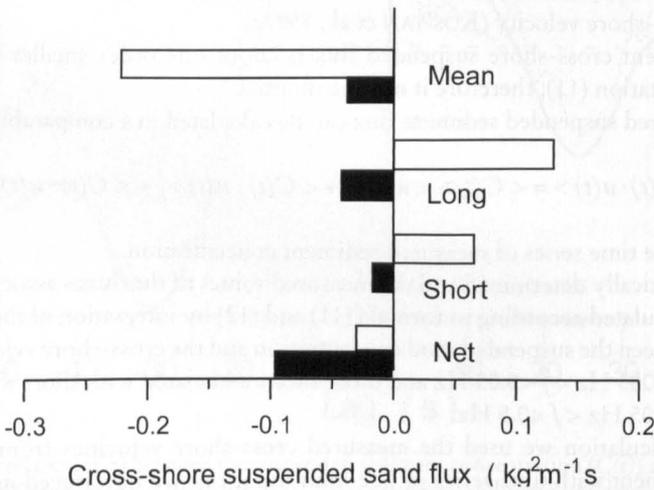


Fig. 25: The same as Fig. 24, but for: $H_s = 0.84 \text{ m}$; $T_p = 9.7 \text{ s}$; $h = 1.16 \text{ m}$; $\langle u \rangle = -0.1 \text{ m/s}$.

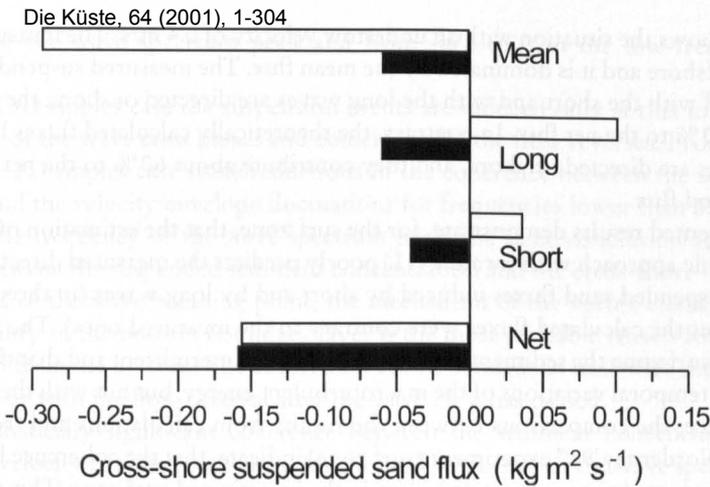


Fig. 26: The same as Fig. 24, but for: $H_s = 1.31 \text{ m}$; $T_p = 9.8 \text{ s}$; $b = 2.05 \text{ m}$; $\langle u \rangle = -0.18 \text{ m/s}$

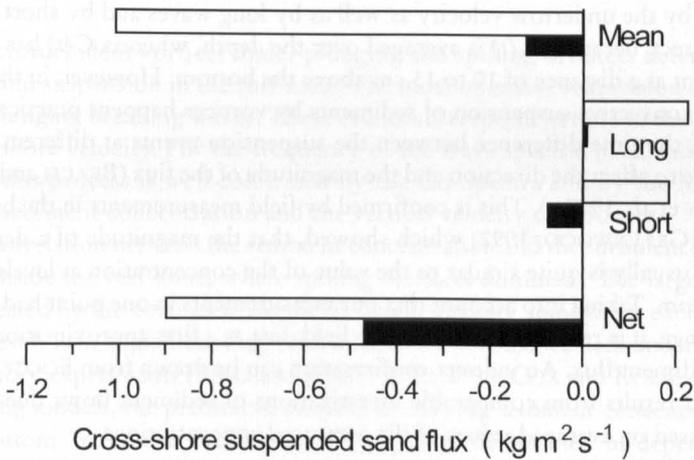


Fig. 27: The same as Fig. 24, but for: $H_s = 1.42 \text{ m}$; $T_p = 9.8 \text{ s}$; $b = 2.30 \text{ m}$; $\langle u \rangle = -0.40 \text{ m/s}$

Fig. 25 demonstrates analogous data for a case with an undertow velocity equal to 0.1 m/s . The measured sand fluxes by the short and by the long waves are directed onshore, and they almost completely compensate the offshore-directed transport by the mean flow. The r.m.s. values of the suspended sand flux fluctuations are equal to $1.25 \text{ kg/m}^2\text{s}$, which is close to the previous case. The model predicts the suspended sand fluxes by short and by long waves which are also directed onshore, but in contrary to the measured fluxes with almost equal values; the resulting net flux calculated with the model is three times larger than the measured one.

Fig. 26 presents the results for an undertow velocity of 0.18 m/s . The measured net suspended sand flux is directed offshore. Values of the fluxes by short and by long waves are predicted by the model almost in the same order and both are directed offshore, in contrary to the measured fluxes (analog to the preceding case). The values of the predicted and of the measured "net fluxes" are nearly the same, but the model - predicted values and directions of the flux-components (fluxes by short waves, by long waves and by the mean current) do not coincide with the measured ones.

Fig. 27 shows the situation with an undertow velocity of 0.4 m/s. The measured net flux is directed offshore and it is dominated by the mean flux. The measured suspended sand fluxes associated with the short and with the long waves are directed onshore; they contribute only about 10 % to the net flux. In contrary, the theoretically calculated fluxes by short and by long waves are directed offshore, and they contribute about 60 % to the net cross-shore suspended sand flux.

The presented results demonstrate, for the surf zone, that the estimation of sand fluxes by the energetic approach with formula (11) poorly predicts the measured directions and values of the suspended sand fluxes induced by short and by long waves (in three of the four discussed cases the calculated fluxes were contrary to the measured ones). The main reason is, that in the surf zone the sediment fluctuations are very intermittent and that they coincide well with the temporal variations of the macroturbulent energy, but not with the cross-shore velocity. Hence, the comparisons between the results from calculations and from the field data of the "Norderney'94" experiment (surf zone) indicate, that the coherence between calculated and measured time series is quite low in the investigated surf zone. This result can be generalized and transferred to surf zones of other locations.

It is necessary to note, that a quantitative comparison between the measured and the calculated fluxes by the undertow velocity as well as by long waves and by short waves is not absolutely correct, because $C_T(t)$ is averaged over the depth, whereas $C(t)$ has been measured in one point at a distance of 10 to 15 cm above the bottom. However, in the wave breaking zone the convective suspension of sediments by vortices happens practically instantly. Consequently, the time difference between the suspension events at different levels is too short to be able to affect the direction and the magnitude of the flux (BEACH and STERNBERG, 1988; KOS'YAN et al., 1997 a). This is confirmed by field measurements in the breaking zone (OSBORN and GREENWOOD, 1992) which showed, that the magnitude of a depth-averaged concentration usually is quite similar to the value of the concentration at levels 10 to 20 cm above the bottom. Taking into account that our measurements in one point had been performed in this range, it is reasonable to use these field data as a first approximation for calculations of the sediment flux. An indirect confirmation can be drawn from FOOTE et al. (1995), who published results from comparable investigations of sediment flows due to short and long waves, based on averaged values of the measured concentrations.

6. Conclusions

The processes which control the temporal variability of the suspended sand concentration near the bottom under the influence of tides and waves, have been examined by using field data. Optical and electromagnetic sensors with a high frequency response performed the measurements.

The lee vortex ejection is the basic mechanism of sand suspension for low energetic conditions in nearshore zones with slightly shoaling waves and a rippled bed. The suspension events coincide well with groups of high waves.

For the 2D ripples case the suspension events occurred twice per period and coincided with the time of the flow reversal.

Statistically significant values of coherence between the suspended sand and the cross-shore velocity fluctuations are recognized for the frequency of the wave spectrum peak and for the frequency of the waves group. At these frequencies, the sediment concentration fluctuations lead the cross-shore velocity and its envelope by approximately $-\pi/2$ at the

frequency of the wave spectrum peak and from $-\pi/2$ to 0 in the low-frequency band < 0.8 Hz.

For the 3D ripples case the suspension events are induced only at that moment, when the backside of the wave crest passes and coincidentally the flow reverses. From a comparison with the 2D ripples case some reductions of the coherence between the sediment concentration and the velocity envelope fluctuations for frequencies lower than 0.1 Hz are observed. At the frequency of the wave spectrum peak, the same conclusion applies for the phase lag between the suspended sediment concentration and the cross-shore velocity.

Seaward of the wave breaking point, the mechanism of the vortex ejection due to the shear instability of the bottom boundary layer is the most probable reason for the entrainment of sand from the bottom. The suspension events coincide in time with the flow decelerating phase or with the flow reversal after the wave crest has passed.

The statistically significant coherence between the sediment concentration and the cross-shore velocity has been confirmed for the peak frequency of the wave spectrum as well as for its first harmonic. The sediment concentration follows the velocity fluctuations with a phase lag of $-\pi/4$ at the frequency of the wave spectrum peak. At the low frequency band ($f < 0.08$ Hz), the sediment concentration correlates poorly with both the velocity and its envelope.

The macroturbulent vortices under plunging and spilling breakers determine the mechanism of sand suspension in the surf zone. The most intensive suspension events are formed under plunging breaking waves. These events correspond in time to the forward front of the cross-shore velocity. For the frequency of the wave spectral peak and for the lower frequencies, this process is well confirmed by the Co-Spectra and by the high coherence between the sediment concentration and the vertical velocity component.

A high correlation between the sediment concentration and the turbulent kinetic energy is observed inside the surf zone, where spilling breakers dominate. The largest suspension events are created by the vortices when the turbulent velocity some times exceeds its r.m.s. -value. This result is in a qualitative agreement with the turbulence data under breaking waves in laboratory experiments (TING and KIRBY, 1995, 1996; COX and KOBAYASHI, 1999).

In existing models, the prediction of the time varying sediment concentration is based on a near-bottom "reference concentration", which is determined in dependency of the Shields parameter. For the surf zone, it is doubtful to use such a definition for the "reference concentration" because the sediment concentration is weakly coherent to the time varying cross-shore velocity.

In the shoaling wave zone, the discussed definition of the "reference concentration" may be used for modeling the time varying sediment transport, because in this zone the sediment concentration fluctuations correlate well with the cross-shore velocity. But it is necessary to take into account the vertical convection of the suspended sand and also the phase lag between concentration and velocity.

From the physical point of view, it is the most effective way to understand the sand suspension process and to predict the sand concentration fluctuations, to determine the relationships between concentration and macro turbulence parameters as well as between the macroturbulent parameters and the dissipation of wave energy by breaking. To obtain such relations, it is necessary to investigate the spatial-temporal variability of the macro turbulence and of the sand suspension under breaking irregular waves.

7. Acknowledgement

This paper appears under the financial support of the NATO Science Program "Partnership for the peace", Linkage Grant No 974562: "Cross-shore sediment transport: physical regularities and modeling". The performance of the field experiments was supported by the Department of Life and Earth Sciences of the Ministry of Industry, Science and Technologies of the Russian Federation, by the German Federal Ministry for Education and Research (BMBF) and by the International Center for Coastal Resources Research (CIIRC), Barcelona, Spain. The "Norderney'94"-experiment was part of the KFKI (Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen) – Project on Beach Nourishment ("Vorstrand- und Strandauffüllungen im Bereich von Bühnen – Deckwerkssystemen").

8. References

- BAILARD, J. A.: An energetic total load sediment transport model for a plane sloping beach. *J. Geophys. Research*, 86(C11), 10938–10954, 1981.
- BAKKER, W. T.: Sand concentration in an oscillatory flow. *Proc. 14th Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, 1129–1148, Copenhagen, 1974.
- BEACH, R. A. and STERNBERG, R. W.: Suspended sediment transport in the surf zone: Response to cross-shore infragravity motion. *Mar. Geol.*, 80, 671–679, 1988.
- CANTWELL, B. J.: Organized motion in the turbulent flow. *Ann. Rev. Fluid Mech.*, 13, 457–515, 1981.
- CONLEY, D. C. and INMAN, D. L.: Field observation of the fluid granular boundary layer under near breaking waves. *J. of Geophysical Research*, 97 (C6), 9631–9643, 1992.
- COX, D. T. and KOBAYASHI, N.: Coherent motion in the bottom boundary layer under shoaling and breaking waves. *Proc. 26th Int. Conf. on Coastal Engineering*, Copenhagen, ASCE, 457–470, 1999.
- COX, D. T. and KOBAYASHI, N.: Identification of intense, intermittent coherent motion under shoaling and breaking waves. *J. Geophys. Research*, 105(C6), 14223–14236, 2000.
- DAVIES, A. G.: Modeling the vertical distribution of suspended sediment in combined wave-current flow. In: *Dynamics and Exchanges in Estuaries and the Coastal zone*, Coastal and Estuarine Studies, vol. 40, Ed. D. Prandle, AGU, 441–466, Washington, 1992.
- DAVIES, A. G. and LI, Z.: Modeling sediment transport beneath regular symmetrical and asymmetrical waves above a plane bed. *Continental Shelf Research*, 17 (5), 555–582, 1997.
- DEIGAARD, R.; FREDSOE, J. and HEDEGAARD, B.: Suspended sediment in the surf zone. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 112, 115–128, 1986.
- FOOTE, Y. L. M.; HUNTLEY, D. H. and O'HARE, T.: Sand transport on macrotidal beaches. *Proceedings of EuroMech 310 colloquium*, 360–374, Le Havre, 1995.
- FOSTER, D. L.; HOLMAN, R. A. and BEACH, R. A.: Sediment suspension events and shear instabilities in the bottom boundary layer. *Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments*, "Coastal Dynamics '94", ASCE, 712–716, Barcelona, 1994.
- FREDSOE, J.; ANDERSEN, O. H. and SILBERG, S.: Distribution of suspended sediment in large waves. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 111, 1041–1059, 1985.
- GEORGE, K.; FLICK, R. E. and GUZA, R. T.: Observation of turbulence in surf zone. *J. of Geoph. Res.*, Vol. 99 (C1), 801–810, 1994.
- HAGATUN, K. and EIDSVIK, K. J.: Oscillating turbulent boundary layer with suspended sediment. *J. Geophys. Research*, 91(C11), 13045–13055, 1988.
- HANSEN, E. A.; FREDSOE, J. and DEIGAARD, R.: Distribution of suspended sediment over wave-generated ripples. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 120, 37–55, 1994.
- HINO, M.; KASHIWAYANAGI, M.; NAKAYAMA, A. and HARA, T.: Experiments on the turbulence statistics and the structure of reciprocating oscillatory flow. *J. Fluid Mech.* Vol. 131, 363–400, 1983.

- KANEKO, A.: Oscillation sand ripples in viscous fluids. Proc. Jap. Soc. Civ. Eng., Vol. 307, 113–124, 1981.
- KOS'YAN, R. D.: Study of sand microforms in the nearshore zone. Marine Geology, Vol. 83, 63–78, 1988.
- KOS'YAN, R. D. and PYKHOV, N. V.: Hydrogenous sediment shift in the coastal zone. Moscow, "Nauka" Publ., 1991., 280 p. (in Russian).
- KOS'YAN, R. D. and KOCHERGIN, A. D.: About conditions for the wave ripple existence. Proc. of the 23rd Int. Conf. on Coastal Engineering, 2176–2190, Venice, 1992.
- KOS'YAN, R. D.; Kuznetsov, S. YU. and PYKHOV, N. V.: Low-frequency fluctuation of suspended sand and wave groups in the surf zone. Proc. of the Second Int. Symp. "Ocean Wave Measurements and Analysis", ed. by O. T. Magoon and J. M. Hemsley. Publ. by ASCE, 352–363, New York, 1994.
- KOS'YAN, R. D.; KUZNETSOV, S. YU.; PODYMOV, I. S.; PYKHOV, N. V.; PUSHKAREV, O. V.; GRISHIN, N. N. and HARIZOMENOV D. A.: Optical device for measuring of suspended sediment concentration during a storm in the coastal zone. Oceanology, Vol. 35, N 3, 463–469 (in Russian), 1995.
- KOS'YAN, R.; KUNZ, H. and PODYMOV, I.: Employment of electronic sand level gauges for measurement of beach slope deformation on Norderney island. Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics' 95", ASCE, 651–663, New York, 1996.
- KOS'YAN, R. D.; KUNZ, H.; KUZNETSOV, S. YU. and PYKHOV, N. V.: Net suspended sediment transport in the surf zone. Proc. 2nd Indian National Conference on Harbor and Ocean Engineering, "Inchoe' 97", 1073–1085, 1997(a).
- KOS'YAN, R. D.; KUNZ, H.; KUZNETSOV, S. YU.; PYKHOV, N. V. and KRYLENKO, M. V.: Sand Suspension and Intermittence of Turbulence in the Surf Zone. Proc. of the 25th International Conference on Coastal Engineering, "COASTAL ENGINEERING' 96". ASCE, 4111–4119, New York, 1997(b).
- KOS'YAN, R.; KUNZ, H.; PODYMOV, I. and PYKHOV, N. V.: Sand bottom erosion in the surf zone of Norderney island. Proc. of the Third International Conference on the Mediterranean Coastal Environment, "MEDCOAST' 97". 1263–1273, Malta, 1997(c).
- KOS'YAN, R. D. and PODYMOV, I. S.: Sand level gauge. Russian Patent of Invention # 2072539, 1997(d).
- KOS'YAN, R. D.; KUZNETSOV, S. YU.; PODYMOV, I. S.; PUSHKAREV, O. V. and PYKHOV, N. V.: Marine turbidimeter. Russian Patent of Invention # 2112232, 1999(a).
- KOS'YAN, R. D.; PODYMOV, I. S. and KUZNETSOV, S. YU.: Turbidimetric measuring of the suspended sediment concentration in the coastal zone. Proc. of the 26th International Conference on Coastal Engineering, "COASTAL ENGINEERING' 98", ASCE, Vol. 2, 2303–2316, Virginia, 1999(b).
- KOS'YAN, R. D.; PYKHOV, N. V. and EDGE, B. L.: Coastal processes in tideless seas. ASCE Press, Virginia, 2000, 316 p.
- KUNZ, H.: The Norderney field investigations for the improvement of beach- and foreshore nourishments. Proc. of the Second German-Chinese joint seminar on recent developments in coastal engineering – Sustainable development in the coastal zone. 495 and appendix A1–A16, Tainan, Taiwan, 1999.
- KUNZ, H. and KOS'YAN, R.: German-Russian nearshore dynamics experiment on Norderney island. Proc. of the Third International Conference on the Mediterranean Coastal Environment, "MEDCOAST' 97". 1301–1315, Malta, 1997.
- KUZNETSOV, S. YU. and PYKHOV, N. V.: Spectral Test of the Energetic Approach for Suspended sand Transport in the "Surf Zone", Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics' 97", 227–234, Plymouth, 1998.
- MARPL, S. L.: Digital spectral analysis. Prentice-Hall, Inc., 1987. 584 p.
- MURRAY, P. B.; DAVIES, A. G. and SOULSBY, R. L.: Sediment pick-up in wave and current flows. Proc. of EUROMECH 262 Colloquium on sand transport in rivers, estuaries and the sea (Ed. by R. L. Soulsby and R. Bettes), A. A. Balkema, 37–43, Rotterdam, 1991.
- NADAOKA, K. and KONDOH, T.: Turbulent flow field structure of breaking waves in the surf zone. J. Fluid Mech., 204, 359–387, 1989.
- NIELSEN, P.: Coastal bottom boundary layers and sediment transport. Word Scientific Publ., 324 p. Hong-Kong, New Jersey, London, Singapore, 1991.

Die Küste, 64 (2001), 1-304

- NIHEI, Y.; NADAOKA, K.; YAGI, H. and NOMOTO, K.: Turbulent structure of asymmetric flow. 27th International Conference on Coastal Engineering, Sydney, Australia, Book of Abstracts, V. 2, Poster N^o 35, 2000.
- OSBORN, P. D. and GREENWOOD, B.: Frequently dependent cross-shore suspended sediment transport: 1. A non-barred shoreface. *Mar.Geol.*, 106, 1–24, 1992.
- PYKHOV, N. V.; KOS'YAN, R. D. and KUZNETSOV, S. YU.: Time scales of sand suspending by irregular waves. Proc. of the Second International Conference on the Mediterranean Coastal Environment, "MEDCOAST" 95". 1073–1091, Tarragona, Spain, 1995.
- PYKHOV, N. V.; KUZNETSOV, S. YU. and KUNZ, H.: Mechanisms of sand suspending under non-breaking and under breaking irregular waves. Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics" 97". ASCE, 19–27, Plymouth, 1998.
- RIBBERINK, J. S. and AL-SALEM, A.: Sheet flow and suspension of sand in oscillatory boundary layers. *Coastal engineering*, 25, 205–225, 1995.
- RODRIGUES, A.; SANCHEZ-ARCILLA, A.; GOMEZ, J. and BAHIA, E.: Study of surf-zone macro-turbulence and mixing using Delta'93 field data. Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics" 95" 305–316, Gdansk, Poland, 1995.
- SANCHEZ-ARCILLA, A.; RODRIGUES, A.; SANTAS, J. C.; GRASIA, V.; KOS'YAN, R.; KUZNETSOV, S. and MOSCO, C.: Delta'96: surf zone and nearshore measurements at the Ebro delta. Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics" 97". ASCE, 556–565, Plymouth, 1998.
- SLEATH, J. F. A.: *Sea bed mechanics*. Wiley. N 4. 355 p., New York, 1984.
- SOULSBY, R. L.: The 'Bailard' sediment transport formula: comparisons with data and models. Abstracts-in-depth of Final Overall Meeting the G8-Coastal Morphodynamic Project (MAST-II). 2-46-50, 1995.
- SYUNSUKE, I. and ASAEDA, T.: Sediment suspension with rippled bed. *J. Hydr.Eng.*, 109, 409–423, 1983.
- TING, F. C. K. and KIRBY, J. T.: Observation of undertow and turbulence in a laboratory surf zone. *Coastal Eng.*, 24, 51–80, 1994.
- TING, F. C. K. and KIRBY, J. T.: Dynamics of surf zone turbulence in a strong plunging breaker. *Coastal Eng.*, 24, 177–204, 1995.
- TING, F. C. K. and KIRBY, J. T.: Dynamics of surf zone turbulence in spilling breaker. *Coastal Eng.*, 27, 131–160, 1996.
- TUNSTALL, E. B. and INMAN, D. J.: Vortex Generation by Oscillatory flow over rippled surfaces. *J. of Geoph. Res.*, Vol. 80, N 24, 3475–3484, 1975.
- ZHANG, P.; SUNAMURA, T.; TANAKA, S. and YAMAMOTO, K.: Laboratory experiment of longshore bars produced by breaker-induced vortex action. Proceedings of the International Conference on Coastal Research in Terms of Large Scale Experiments, "Coastal Dynamics 94", ASCE, 29–43, Barcelona, Spain, 1994.

Morphologische Änderungen des Unterwasserstrandes an der Westküste des Fischlandes

Von HANS-HENNING DETTE, ARVED J. RAUDKIVI und HOCINE OUMERACI

Zusammenfassung

Die Verteilung des seegangserzeugten Energieflusses in der Brandungszone entlang der Westküste des Fischlandes (Warnemünde bis Darßer Ort) wurde auf der Grundlage einer Langzeitwindstatistik (1948–1984) von Warnemünde untersucht. Die Ergebnisse zeigten eine beachtliche Veränderlichkeit der küstenparallelen Komponente des Energieflusses, was auf eine ähnliche Veränderlichkeit des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials hindeutet. Auf einer Länge von 15 km nimmt das Transportpotential von 68 900 m³/Jahr bei Graal-Müritz auf 27 100 m³/Jahr bei Wustrow ab. Da Naturmessdaten keine Sandakkumulationen in diesem Abschnitt aufzeigen, muss die Differenz des Sedimenttransportes seewärts umgelenkt werden. Um diese Folgerung zu belegen, wurden von diesem Küstenabschnitt verschiedene Seevermessungen, die in einem Zeitraum von nahezu 50 Jahren (1952–1999) durchgeführt wurden, untersucht. Vorhandene Zahlenpläne wurden in Differenzenpläne über den Zeitraum zwischen einzelnen Vermessungen umgesetzt. Diese Pläne lassen flache, dünenähnliche Sohlformen erkennen, die schräg zur Küstenlinie ausgerichtet sind und auf einen ausgeprägten Seewärtstransport in Tiefen von mehr als 10 m hinweisen.

Ebenso zeigt der Vergleich unterschiedlicher Vermessungen eine seewärtige Verlagerung aller Tiefenlinien, seewärts der aktiven Zone entsprechend einer Wassertiefe von 4 m bis 5 m; d.h. es erfolgt eine Ablagerung von Sedimenten als Folge des seewärtigen Transportes. Die küstennahe aktive Zone hingegen ist durch Erosionscharakteristika geprägt, wie sie typisch für eine rückgängige Küstenlinie sind.

Summary

The distribution of energy flux in the surf zone along the west coast of Fischland, near Rostock in the Baltic Sea, was evaluated using wind statistics from Warnemünde (1948–1984). The results indicated a substantial variation of the shore-parallel component of energy flux, implying a similar variation in the shore-parallel sediment transport potential. Over the 15 km stretch of coast from Graal-Müritz to Wustrow the mean shore-parallel transport potential decreases from 68,900 m³/year at Graal-Müritz to 27,100 m³/year at Wustrow. Since field data do not show any deposition along the shoreline, the difference in transport must be diverted offshore. In order to verify this assumption, use was made of the available coastal seabed survey data covering the same area at different times. The data were converted into maps of seabed level differences over the period between the surveys. These maps show flat bed features angled to the shoreline and indicate a distinct offshore transport to depths of over 10 m.

Likewise, the comparison shows a seaward displacement of contour lines beyond the active zone at 4 m to 5 m depth, i.e., an accretion. The nearshore active zone displays erosion features as to be expected for the receding shoreline.

Inhalt

1. Einleitung	202
2. Einwirkende Kräfte	202
2.1 Winddaten	202
2.2 Wellenhöhen und Energiefluss	204

3. Energieflüsse entlang der Küste	207
4. Sedimenttransport	208
4.1 Küstenparalleles Sedimenttransportpotential	208
4.2 Küstennormaler Sedimenttransport	214
5. Sandhaushalt entlang der Fischlandküste	216
5.1 Merkmale und aktive Zone einer Erosionsküste	216
5.2 Küstenform und Wasserbewegung	220
5.3 Energiefluss und Längstransport an der Fischlandküste	221
5.4 Indikatoren für einen Offshore-Transport an der Fischlandküste aus Vermessungsdaten	227
6. Schriftenverzeichnis	234

1. Einleitung

Geologische Untersuchungen belegen, dass das Fischland an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern eine Grundmoränenlandschaft mit vier pleistozänen Inselkernen darstellt: Rostocker Heide, Fischland, Alt-Darß und Sundische Wiese. Zwischen den Inselkernen sind im Laufe der Zeit Nehrungen entstanden, die zur heutigen Küstenform geführt haben. Die heutige Westküste weist drei flache Buchten auf; von dem Diluvialkliff von Stoltera (westlich von Warnemünde, Kkm 142) bis zum Alluvialkliff bei Rosenort (Kkm 157), von dort bis zu dem Diluvialkliff südlich von Ahrenshoop (Kkm 180) sowie von Ahrenshoop bis zum Darßer Ort (Abb. 1).

Der auf die Westküste des Fischlandes einwirkende Seegang wird von einem nahezu homogenen Windfeld erzeugt. Nur bei Winden aus Südwest wird infolge der dortigen Landeinwirkung auf den Wind der Seegang im südlichen Bereich gedämpft. Der Energiefluss des Seeganges in die Brandungszone wird nach Betrag und Richtung durch die Unterwassertopographie geprägt. Die küstenparallele Komponente des Energieflusses, die die Küstenlängsströmung und den Küstenlängstransport antreibt, wird zusätzlich noch durch die Ausrichtung der Küstenlinie zum einlaufenden Seegang beeinflusst.

Da die küstenparallele Komponente des Energieflusses entlang der Küste des Fischlandes dem Betrage nach beachtlich variiert, stellt sich die Frage, wie die Kontinuität des Transportes entlang der Küste aufrechterhalten wird. Eine Strecke, die im Vergleich zum benachbarten Abschnitt einen geringeren küstenparallelen Energiefluss, gleichbedeutend mit einer geringeren Antriebskraft, aufweist, muss im Transportband längs der Küste zu einem Stau, d. h. zu einer Verminderung des Transportes führen.

Die räumliche Verlagerung von Sedimenten längs der Küste und küstennormal in Richtung See war der Gegenstand einer Untersuchung zu morphologischen Änderungen an der Fischlandküste innerhalb eines mittelfristigen Zeitraumes von Dekaden (DETTE et al., 1999). Die Ergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst.

2. Einwirkende Kräfte

2.1 Winddaten

Die Winddaten stellen den wichtigsten Datensatz für die Untersuchung von längerfristigen morphologischen Änderungen an einer Küste dar; sie sind vielfach als kontinuierliche Zeitreihen über viele Jahre vorhanden, wobei sie auch kurzzeitige Charakteristika des langzeitigen Windklimas beinhalten. Als für die Fischlandküste maßgebende Station wurde



Abb. 1: Lageplan der Westküste des Fischlandes mit Küstenkilometrierung (Kkm)

Warnemünde ausgewählt und die Zeitreihe 1948–1984 den vorliegenden Untersuchungen zugrunde gelegt.

Die Messstation Warnemünde liegt am Südwestrand der betrachteten Küstenstrecke und dürfte die Windverhältnisse an der Westküste des Fischlandes für Winde aus dem West- und Nordwestsektor charakterisieren. Jedoch, Winde aus südwestlichen Richtungen, die auf die Westküste einwirken, werden vor Warnemünde mehr als z.B. vor Ahrenshoop vom Land beeinflusst. Eine Korrelation der Langzeitwinddaten von Warnemünde mit denen aus Kap Arkona und Zingst (DETTE et al., 1999) zeigte keine tendenziellen Abweichungen, auch nicht für die SW-Richtung (255°–265°).

Die Statistik der Winddaten von Warnemünde ist in Tab. 1 zusammengestellt und in Abb. 2 dargestellt.

Tab. 1: Langzeitwindstatistik der Zeitreihen 1948 bis 1984 der Messstation Warnemünde, hier: mittlere jährliche Häufigkeit in Stunden des Vorherrschens von einzelnen Windstärken (Bft) aus den Richtungen der 16-teiligen Windrose

	Windstärke in Bft										1948–1984	
	<3	3	4	5	6	7	8	9	10	>10	Summe [Std.]	Summe [%]
Winddauer in Stunden												
S	439	254	99	27	5	0	0	0	0	0	824,0	9,41
SSW	307	214	96	28	5	0,5	0	0	0	0	650,5	7,43
SW	203	198	108	39	8	1,5	0	0	0	0	557,5	6,36
WSW	140	178	164	109	50	12	3	0,5	0	0	656,5	7,49
W	145	160	193	203	156	46	19	2,5	0	0	924,5	10,55
WNW	123	139	134	129	50	19	4	1	0	0	599,0	6,84
NW	100	78	76	76	59	25	8	2	0	0	424,0	4,84
NNW	99	63	47	52	36	10	2,5	1	0	0	310,5	3,54
N	108	82	70	48	28	7	3	0	0	0	346,0	3,95
NNO	100	96	72	45	23	6	1,5	0	0	0	343,0	3,92
NO	113	81	45	23	11	2,5	1,5	0	0	0	277,0	3,16
ONO	161	85	37	16	4	1	0	0	0	0	304,0	3,47
O	218	128	46	12	2	0,5	0	0	0	0	406,5	4,64
OSO	249	182	73	16	1	0	0	0	0	0	521,0	5,95
SO	307	208	76	15	1,5	0	0	0	0	0	607,5	6,93
SSO	361	223	75	18	2,5	0	0	0	0	0	679,5	7,76
Summe [Std.]	3173	2369	1411	856	442	131	42,50	7,00	0	0	8431,5	96,24
Summe [%]	36,22	27,04	16,11	9,77	5,05	1,50	0,49	0,08	0	0		96,26

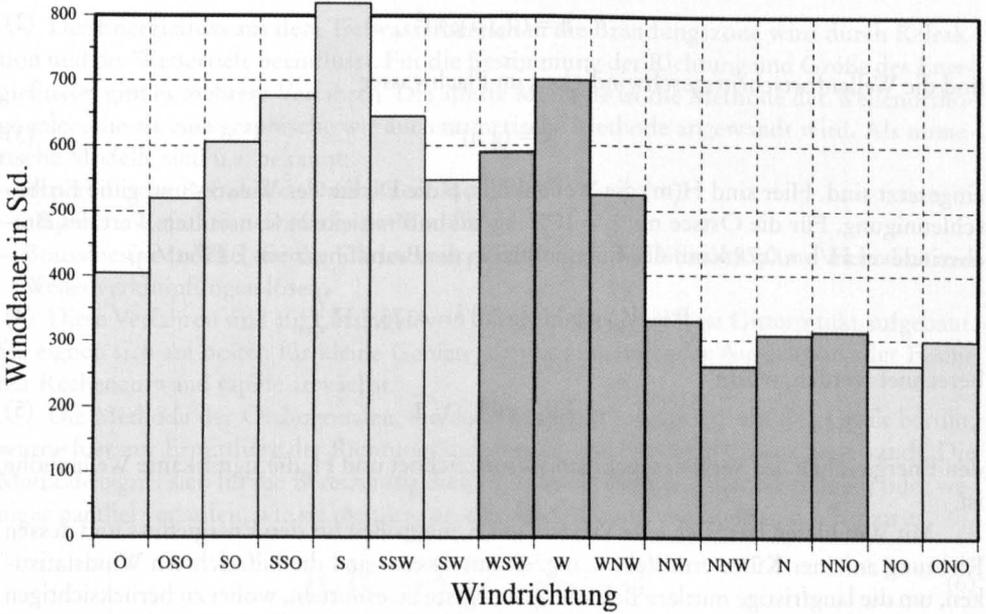
2.2 Wellenhöhen und Energiefluss

Die winderzeugten Wellenhöhen an der Küste sind von der Windstärke und Streichlänge (Fetch) abhängig; sie lassen sich für beliebige Küstenpunkte z.B. nach dem SMB (SVERDRUP-MUNK-BRETSCHNEIDER)-Verfahren berechnen (SPM 1973, 1977, 1984).

Die wellenerzeugten Energieflüsse F im Flachwasser ($h \leq 0,05 L$) können über die Gleichung

$$F = E \cdot c \quad (1)$$

Windstärke Bft 1 - Bft 5



Windstärke Bft 6 - Bft 12

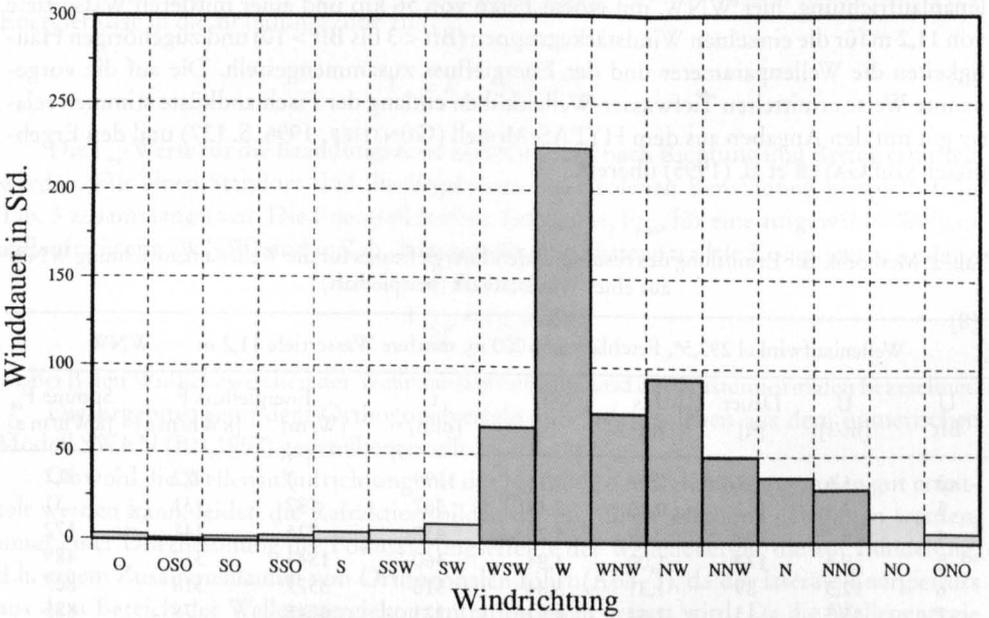


Abb. 2: Mittlere jährliche Winddauer aus den Windrichtungen der 16-teiligen Windrose an der Station Warnemünde (Jahresreihe: 1948 bis 1984) für die Windstärken Bft 1-5 (oben) und Bft 6-12 (unten) mit Kennzeichnung der seegangserzeugenden Richtungen

ermittelt werden, worin die Energie des Seeganges nach der linearen Wellentheorie

$$E = (1/8) \rho g H^2 \quad (2)$$

und die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit im Flachwasser

$$c = (g h)^{1/2} \quad (3)$$

eingesetzt sind. Hier sind $H(m)$ die Wellenhöhe, ρ die Dichte des Wassers und g die Erdbeschleunigung. Für die Ostsee mit $\rho = 1007 \text{ kg/m}^3$ und mit einem konstanten Wert des Brechindex $H/h = 0,78$ kann der Energiefluss in die Brandungszone F (Watt/m)

$$F = (1/8) \rho g H^2 (g h)^{1/2} = 4375,7 H_{\text{rms}}^{5/2} \quad (4)$$

berechnet werden, worin

$$H_{\text{rms}} = H_s / \sqrt{2} \quad (5)$$

den Energieinhalt des Seegangsspektrums kennzeichnet und H_s die signifikante Wellenhöhe ist.

Mit Winddaten lässt sich eine Vielzahl der Kenngrößen für den Energiefluss und dessen Richtung an einer Küste ermitteln. Langzeitmittelwerte sind die hilfreichsten Windstatistiken, um die langfristige mittlere Belastung der Küste zu ermitteln, wobei zu berücksichtigen ist, dass der Energiefluss von Jahr zu Jahr wie auch jahreszeitlich innerhalb des Zeitraumes stark variieren kann.

Die Wellenhöhen und Energieflüsse der Langzeitwerte wurden für ausgewählte Küstenpositionen entlang der Fischlandküste ermittelt. In Tab. 2 sind beispielhaft für eine Wellenanaufrichtung, hier WNW, mit einem Fetch von 56 km und einer mittleren Wassertiefe von 11,2 m für die einzelnen Windstärkegruppen (Bft < 3 bis Bft > 10) und zugehörigen Häufigkeiten die Wellenparameter und der Energiefluss zusammengestellt. Die auf die vorgenannte Weise ermittelten Tiefwasser-Wellenhöhen entlang der Fischlandküste stimmen relativ gut mit den Angaben aus dem HYPAS-Modell (GÜNTHER, 1996, S. 137) und den Ergebnissen von GAYER et al. (1995) überein.

Tab. 2: Methodik zur Ermittlung des resultierenden Energieflusses für die Wellenanaufrichtung WNW aus einer Windstatistik (beispielhaft)

Wellenlaufwinkel 292,5°, Fetchlänge 56 000 m, mittlere Wassertiefe 11,2 m								WNW
U Bft	U [m/s]	Dauer [h]	H _s [m]	T [s]	t [min]	Energiefluss F		Summe F _m
						[W/m]	[kWh/m a]	[kWh/m a]
<3	1,6	82	0,07	1,14	1199	3	0,2	0,2
3	4,4	165	0,40	2,48	567	187	31	31
4	6,7	194	0,69	3,20	438	725	141	172
5	9,4	172	1,00	3,84	360	1844	317	489
6	12,3	89	1,31	3,84	310	3577	318	807
7	15,5	13	1,61	4,91	273	6015	78	885
8	19,0	1	1,90	5,38	245	9163	9	894
9	22,6	0	2,17	5,81	223	12778	0	894
10	26,5	0	2,43	6,22	205	16994	0	894
>10	30,6	0	2,68	6,60	190	21655	0	894

Der Energiefluss aus dem Tiefwasserbereich in die Brandungszone wird durch Refraktion und die Wassertiefe beeinflusst. Für die Bestimmung der Richtung und Größe des Energieflusses gibt es mehrere Verfahren. Die älteste Methode ist die Methode der Wellenorthogonalen, die als eine graphische wie auch numerische Methode angewandt wird. Als numerische Modelle sind u.a. bekannt:

- hyperbolische Refraktion-Diffraktion-Modelle
- elliptische Refraktion-Diffraktion-Modelle oder
- Boussinesq-Modelle, die die Flachwassergleichungen mit Diffraktion und nicht-linearen Wellenverknüpfungen lösen.

Diese Verfahren sind auf Lösungen von Gitterpunkt („grid“) zu Gitterpunkt aufgebaut. Sie eignen sich am besten für kleine Gebiete, da mit zunehmender Ausdehnung der Fläche der Rechenaufwand rapide anwächst.

Die Methode der Orthogonalen, die auf dem SNELLIUS-Gesetz aus der Optik beruht, wurde hier zur Ermittlung der Richtungsänderungen und Shoaling-Effekte angewandt. Die Methode eignet sich für die Berechnung dieser Effekte, wenn die Tiefenlinien mehr oder weniger parallel verlaufen, wie sie meistens an alluvialen Küsten vorliegen und führt zu

$$H_b/H_0 = K_r K_s = [1/2 (c_0/c) (s_0/s)]^{1/2} \quad (6)$$

worin H_b und H_0 die Brecherhöhe bzw. die Wellenhöhe im Tiefwasser, K_r und K_s die Refraktions- bzw. Shoaling-Koeffizienten, c und c_0 die Wellenfortschrittgeschwindigkeit im Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser und s und s_0 die Abstände zwischen den Orthogonalen im Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser bezeichnen. Hiermit ergeben sich die mittleren Energieflüsse in die Brandungszone zu

$$F_m = F_{m0} (K_r K_s)^{5/2}. \quad (7)$$

Die F_m -Werte für die Brandungszone können somit nach Richtung und Betrag ermittelt werden. Für einen Standort sind die Ergebnisse einer solchen Berechnung beispielhaft in Tab. 3 zusammengefasst. Die Energieflüsse im Tiefwasser, F_{m0} , für eine ausgewählte Wellenaufaufrichtung (WNW) sind in Tab. 2 dargestellt. Die küstenparallele Komponente ist dann

$$F_{m,p} = F_m \sin\beta, \quad (8)$$

wobei β den Winkel zwischen der Wellenanaufrichtung und der Küstennormalen bezeichnet.

Die Ergebnisse mit dem Orthogonalverfahren wurden solchen aus dem numerischen Modell SWAN (RIS, 1997) gegenübergestellt.

Obwohl die Wellenanaufrichtung mit der Methode der Wellenorthogonalen gut ermittelt werden kann, leiden die Refraktionsbilder, die mit dieser Methode gewonnen werden, unter einer Überbetonung der Fokussierungseffekte der Wellenenergie, die zur Bündelung, d.h. einem Zusammenlaufen von Orthogonalen führt (Abb. 3), da der laterale Energiefluss aus dem Bereich der Wellenenergiekonzentration nicht erfasst wird. Da die Wellenenergie zwischen benachbarten Orthogonalen konstant bleibt, würde eine Bündelung eine starke Zunahme der Wellenhöhe bedeuten. In der Natur wird ein Anwachsen der Wellenenergie durch den Prozess des lateralen Energieflusses über einen breiteren Streifen verteilt, ein Vorgang, den das Rechenverfahren nicht berücksichtigt. Folglich dürfen Darstellungen, wie z. B.

Tab. 3: Rechnerische Ermittlung des mittleren jährlichen Energieflusses in die Brandungszone mit Berücksichtigung von Refraktion und Shoaling auf der Grundlage der Seegangsvorhersage aus Winddaten (beispielhaft)

Wellenaufrichtung		Energiefluss F_m [kWh/m a]			Aufteilung			
Tiefwasser	Brandung	F_m	$(K_s K_r)^{5/2}$	$F_m (K_s K_r)^{5/2}$	Nord	Süd	Ost	West
N	360,4	269,64	0,88	236,20	–	236,2	–	1,6
NNO	373,5	262,42	0,81	212,00	–	206,2	–	49,5
NO	384,9	823,28	0,66	542,40	–	492,1	–	228,0
ONO	390,2	60,5	0,33	19,90	–	17,2	–	10,0
O	390,5	14,51	0,32	4,70	–	4,1	–	2,4
W	325,2	1438,6	0,39	561,05	–	460,7	320,2	–
WNW	328,5	894,43	0,33	292,50	–	249,3	153	–
NW	336,4	387,37	0,63	245,30	–	224,7	98,3	–
NNW	348,2	226,96	0,61	138,40	–	179,5	37,5	–
Summe		4377,7		2257,45	2070,0		317,5	

Resultierender Energiefluss $F_m = 2094 \text{ kWh/ma}$ oder $239,1 \text{ W/m}$

Winkel gegen Nord $360 - \beta = \alpha = 351,28^\circ$ [Grad]

Winkel gegen die Küstennormale
($KN = 360^\circ$) $\beta = 360 - \alpha = 8,72^\circ$ [Grad]

Küstenparallele Komponente $F_{m,p} = 317,5 \text{ kWh/ma}$ oder $36,2 \text{ W/m}$

in Abb. 3, nicht überinterpretiert, sondern sollten hauptsächlich als Indikatoren der Tendenzen der Energieverteilung betrachtet werden.

Die Ergebnisse, die das numerische Modell SWAN liefert, sind als Pfeildarstellungen nach Richtung und Größe an den einzelnen Gitterpunkten gegeben. Diese können rechnerisch in Orthogonalen umgesetzt werden (Abb. 4). Die Ergebnisse leiden unter einem zu großen Glättungseffekt bei zu großen Abständen zwischen den einzelnen Gitterpunkten, die aber häufig durch die Dichte der Vermessungsdaten vorgegeben sind. Schon bei 50 m Abständen der Vermessung können ausgeprägte Riffe „verschwinden“. Bei dem Berechnungsbeispiel für den 15 km langen Abschnitt der Fischlandküste (Abb. 4) sind schon bei Abständen der Gitterpunkte von nur 50 m die Fokussierungseffekte selbst bei sehr hoher Welle nur schwach zu erkennen, z. B. bei Kkm 157 + 500 und 165 + 250.

Durch unterschiedliche Ausrichtungen einer Küste und Streichlängen des Windes aus den einzelnen seegangserzeugenden Richtungen der Windrose werden die in Brandungszone refraktierten Wellen, d. h. die Energieflüsse in Richtung und Größe entlang der Küste variieren. Dabei kann die Variation der küstenparallelen Komponente des Energieflusses bedeutend größer als die des resultierenden Energieflusses sein.

4. Sedimenttransport

4.1. Küstenparalleles Sedimenttransportpotential

Die Behandlung ist hier auf eine Sandküste beschränkt, an der die Beweglichkeit des Sedimentes nicht durch geologische Strukturen beeinflusst wird. An einer derartigen Küste wird der Sand durch die Orbitalgeschwindigkeit und durch die wellenerzeugte Turbulenz mobilisiert und durch die lokal vorhandenen Strömungen als Sand-Wassergemisch advekt-

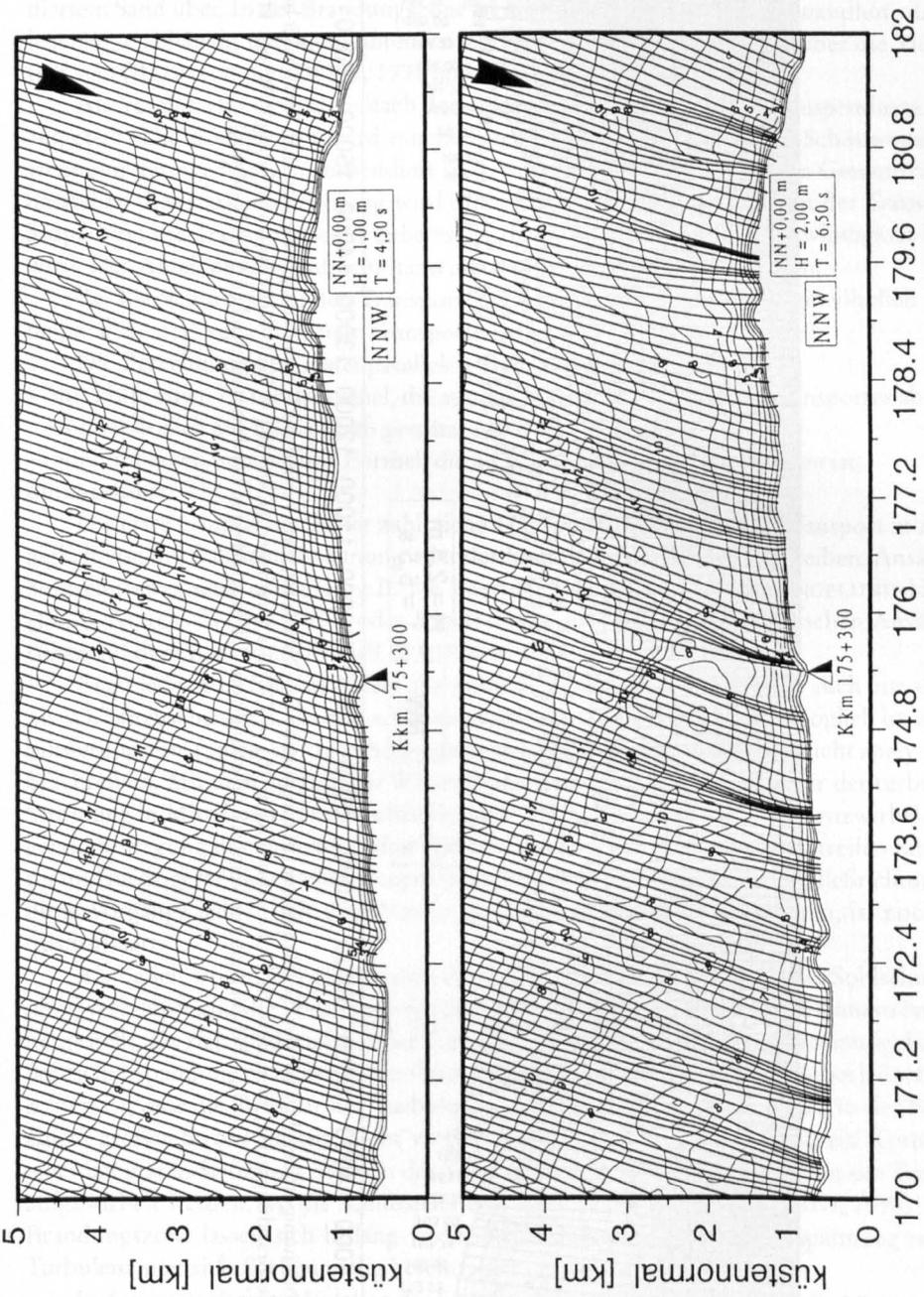


Abb. 3: Großräumiges Seegebiet vor der Fischlandküste (Dierhagen – Ahrenshoop), hier: Verlauf der Wellenorthogonalen aus dem Tiefwasser bis zur Küstenlinie für die Wellenaufrichtung NNW, hier beispielhaft für $H = 1,0\text{ m}$ (oben) und $H = 2,0\text{ m}$ (unten) zur Veranschaulichung von unnatürlichen Fokussierungseffekten bei der Methode der Wellenorthogonalen

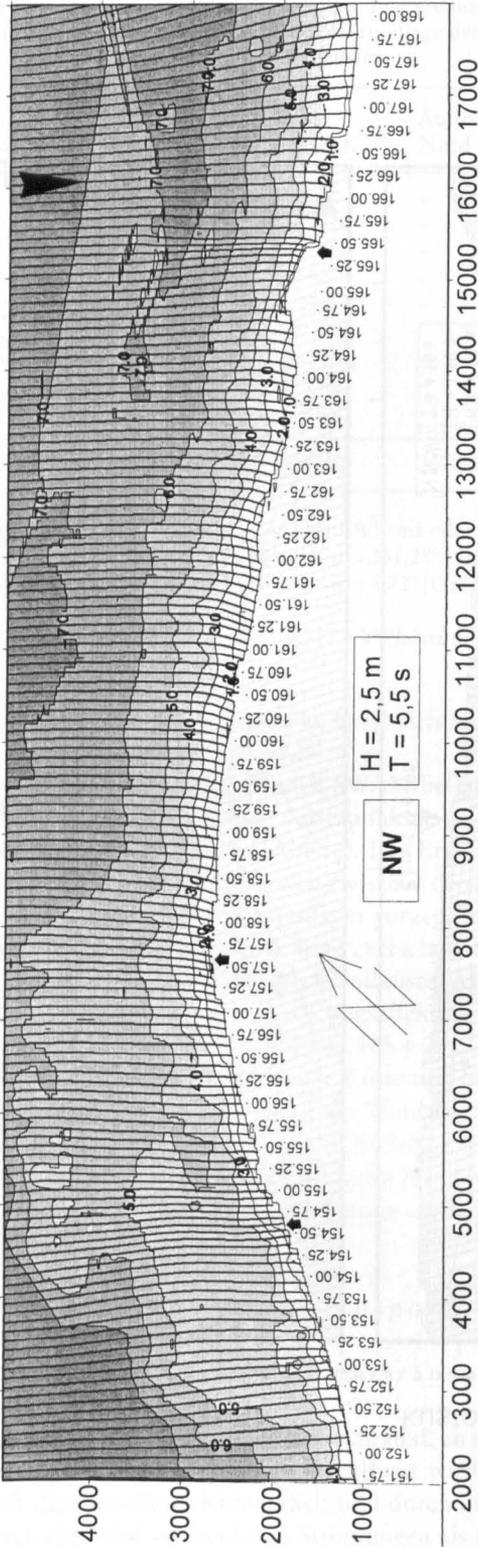


Abb. 4: Großräumiges Seegebiet vor der Fischlandküste (Markgrafenheide - Neuhaus), hier: Verlauf der Wellenorthogonalen aus dem Tiefwasser bis zur Küstenlinie für die Brandungszone, hier: Bereich Hohe Düne (Kkm 151 + 750) bis Dierhagen (Kkm 168 + 000). Wellenanlaufrichtung NW mit $H = 2,5$ m und $T = 5,5$ s beispielhaft zur Veranschaulichung von Glättungseffekten bei dem numerischen SWAN-Modell

tiert. Eine Quantifizierung des Transportes erfordert die Quantifizierung der mobilisierten Sandmenge und der lokalen Strömung. Die Mobilisierung ändert sich mit dem Seegang und der Wassertiefe. An der seewärtigen Grenze setzt die Mobilisierung mit dem Rollen der Körner ein und geht dann mit zunehmenden hydraulischen Kräften in eine Schicht von suspendiertem Sand über. In der Brandungszone ist die Suspension von der Umwandlung der Wellenenergie abhängig und kann unter Sturzbrechern nahezu gleichmäßig über die Tiefe verteilt sein (RAUDKIVI und DETTE, 1991 und 1993).

Als Vereinfachung wird vielfach der Transport in Bodenfracht und suspendierte Fracht aufgeteilt. Die Bodenfracht wird nur bei geringen Transportraten, d.h. Schönwetterlagen, wenn nur geringe Mengen suspendiert sind, einen bedeutenden Anteil am Gesamttransport darstellen. Bei stärkerem Seegang wird dieser hingegen minimal, da dann der Transport in Suspension die Transportmenge beherrscht, die mit der Strömungsgeschwindigkeit bewegt wird. Der Anteil der Bodenfracht kann dann auf wenige Prozente abfallen.

Bei Betrachtungen zu den Transportvorgängen wird der Transport gewöhnlich in küstenparallele und küstennormale Transporte aufgeteilt.

Die Berechnung des küstenparallelen Transportes wird entweder

- mit Hilfe einer Transportformel, die aus der Mechanik des Sedimenttransportes abgeleitet und zusätzlich auf Labordaten gestützt ist,
- oder mit einer empirischen Formel, die an Naturdaten angepasst worden ist, durchgeführt.

Die erste Gruppe beinhaltet zahlreiche Transportformeln, die den Transport in Abhängigkeit von der Sohlschubspannung oder der Energieumwandlung beschreiben. Ansätze der Sohlschubspannung enthalten z.B. die Formeln nach BIJKER (1968), ENGELUND-HANSEN (1967), ACKERS-WHITE (1973) oder KAMPHUIS et al. (1986). Die energetischen Ansätze beruhen auf dem BAGNOLD-Modell (BAGNOLD, 1963).

Es ist jedoch zu beachten, dass alle numerischen Modelle im Grunde auch nur als „empirisch“ anzusehen sind. Dies ist z.B. darin begründet, dass es noch nicht möglich ist, die Mobilisierungsrate („pick-up“) des Sedimentes in einer turbulenten Grenzschicht analytisch zu beschreiben. Mit dem derzeitigen Wissensstand ist es möglich, die Struktur der turbulenten Strömung in Mittelwerten zu beschreiben, wie z.B. das Bersten der Turbulenzwirbel, die fegende Bewegung des einströmenden Wassers, die lateralen Abstände der Streifen mit höherer und niedrigerer Geschwindigkeit und die Abstände des Berstens in der Fließrichtung. Wie diese Vorgänge jedoch mit dem Massenaustausch an der Sohle korrelieren, ist noch nicht quantifiziert.

Als Behelf wird daher gewöhnlich die bewegte Sedimentmenge mit der Sohlschubspannung verknüpft und die Verknüpfung durch Labordaten in idealisierten Gerinneströmungen hergestellt. Da sich die Intensität der Turbulenz in einer gleichmäßigen Strömung durch die Sohlschubspannung charakterisieren lässt, ist die Korrelation vertretbar, wobei jedoch zu beachten ist, dass die Struktur der Turbulenz in einer Laborrinne mit der, die in der Natur in einem großen Strom auftritt, nicht vergleichbar ist. In Wirklichkeit kann ein Korn wie in einer laminaren Strömung nur von der Schubspannung bewegt oder nur von der Turbulenz aufgewirbelt werden, wo die Schubspannung einen Nullwert hat (RAUDKIVI, 1998). Für die Brandungszone lassen sich bislang weder die Verteilung der Sohlschubspannung noch die Turbulenzintensität flächenmäßig beschreiben.

In den numerischen Modellen des küstenparallelen Transportes wird die küstenparallele Strömung aufgrund des ‚radiation stress‘-Konzeptes errechnet und lässt sich damit in einer stetig ansteigenden Brandungszone gut beschreiben. Jedoch werden bei diesem Ansatz im Rinnenbereich eines Riff-Rinnenprofils keine Geschwindigkeiten angezeigt, obwohl Mess-

daten in der Natur Geschwindigkeiten in der Größenordnung von rd. 60 % des Maximalwertes in der Brandungszone anzeigen (vgl. z.B. DETTE, 1974). Dieser „strömungsfreie“ Bereich, den der Ansatz liefert, kann daher hinsichtlich der Naturähnlichkeit nur durch eine empirische „Korrektur“ angepasst werden.

Hinzu kommt, dass die Strömung in rechnerischen Ansätzen jeweils als ein tiefenintelligenter Wert ermittelt wird. Die küstennormale Strömungen werden nur in 3D-Modellen berücksichtigt, wobei aber für große Flächen ein hoher Rechenaufwand erforderlich ist. Bekanntlich treten küstennormale Strömungen in der Natur gleichzeitig in beiden Richtungen auf, so dass das Sediment auch in beide Richtungen verfrachtet wird. Die Richtung des Nettotransportes ist von den Eigenschaften des Seeganges abhängig.

Folglich beruhen auch Ergebnisse aus numerischen Modellen nur auf den zugrunde gelegten Annahmen und nicht auf den eigentlichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten. Selbst wenn es erfahrenen Modellierern gelingt, plausible Ergebnisse zu präsentieren, ist es nur in seltenen Fällen möglich, diese auch auf ihre Richtigkeit hin zu verifizieren, z.B. mit Naturmessdaten. Ergebnisse aus numerischen Simulationen sind für Problemlösungen zweifellos sehr hilfreich, sie müssen aber stets richtig eingeordnet und kritisch hinterfragt werden, d.h. sie dürfen nicht als alleiniges Instrument einer Bewertung genutzt werden.

Von den rein empirischen Ansätzen zur Ermittlung des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials ist die CERC-Formel weltweit am meisten verbreitet. Sie wurde von dem Corps of Engineers am U.S. Army Coastal Engineering Research Center auf der Grundlage von Naturdaten entwickelt.

Die Formel verbindet empirisch die Masse des transportierten Sandes pro Sekunde (I) unter Wasser mit dem mittleren küstenparallelen Energiefluss $F_{m,p}$ (Gl. 4)

$$I = K \cdot F_{m,p} \quad [\text{kg/s}] \quad (9)$$

Das entsprechende Volumen kann als

$$Q_s = \frac{I}{(\rho_s - \rho) g (1 - n)} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (10)$$

oder

$$Q_s = \{K/[(\rho_s - \rho) g (1 - n)]\} F_{m,p} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (11)$$

ausgedrückt werden (RAUDKIVI, 1998), worin ρ_s und ρ die Dichte des Sedimentes und des Wassers, g die Erdbeschleunigung, n die Porosität des Sandbettes, K eine Konstante und $F_{m,p}$ den mittleren küstenparallelen Energiefluss bezeichnen. Mit $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, $\rho = 1007 \text{ kg/m}^3$ und $(1 - n) = 0.65$ ergibt sich die folgende Gleichung:

$$Q_s = (K/1068g) F_{m,p} \quad (12)$$

Der Beiwert K ist vom Brechertyp und der Vorstrandneigung abhängig. BODGE und KRAUS (1991) haben Natur- und Labordaten mit der Iribarrenzahl

$$I_{r_b} = \tan \alpha / (H_b / L_0)^{1/2} \quad (13)$$

korreliert, worin $\tan \alpha$ die Strandneigung, H_b die Wellenhöhe an der Brecherlinie und L_0 die Tiefwasserwellenlänge bezeichnen, und für K die folgende Beziehung ermittelt:

$$K = 0.22 \ln I_{r_b} + 0.62 \quad (14)$$

Danach ist das Transportpotential Q_s eine Funktion des küstenparallelen Energieflusses F_m und des Transportbeiwertes K , der für sandiges Material von der Wellensteilheit und der Unterwasserstrandneigung abhängig ist.

Das Transportpotential wird stark aufgrund der Richtung des Energieflusses in die Brandungszone entlang der Küste variieren. Die Richtung des Energieflusses wird durch die Topographie des Meeresbodens, d.h. Refraktion beeinflusst, so dass sich selbst bei einem homogenen Windfeld und gradlinigem Verlauf der Küste die Richtungen um mehrere Grad ändern können. Da die küstenparallele Komponente $F_{m,p}$ des resultierenden Energieflusses nach Gl. (8) dem Sinus des Winkels β zwischen Resultierender und der Küstennormalen proportional ist, wird eine Richtungsänderung von z.B. $\beta = 6^\circ$ auf $\beta = 8^\circ$ die küstenparallele Komponente des Energieflusses und den küstenparallelen Transport rechnerisch um 33 % erhöhen. Eine Zunahme oder eine Abnahme der küstenparallelen Komponente des Energieflusses wird proportional das küstenparallele Transportpotential und die Geschwindigkeit der küstenparallelen Strömung ändern.

Wo sich an einer Küstenstrecke mit höherem Energiefluss, gleich bedeutend mit einem höheren Transportpotential, ein Abschnitt mit geringerem Energiefluss anschließt, tritt ein sog. Drosselungseffekt auf. Vom physikalischen Verständnis her kann hier nur die Sandmenge diese Strecke küstenparallel durchlaufen, die dem lokalen Energiefluss und dem dazugehörigen Transportpotential entspricht. Der Überschuss muss entweder abgelagert oder küstennormal abtransportiert werden. Gleichfalls muss eine Abbremsung der küstenparallelen Geschwindigkeit zur Ablenkung eines Teiles der Strömung führen. Die Zunahme der küstenparallelen Geschwindigkeit wird einen „Einzug“ (Auffüllung) des Wassers von seawärts verursachen, ebenfalls muss die fehlende Transportmenge lokal aufgenommen werden, d.h. dass diese Küstenstrecke der Erosion unterliegt (Lee-Erosion). Diese Zustände sind schematisch auf Abb. 5 dargestellt. Aus der Darstellung ist auch erkenntlich, dass die abschnittsweise berechneten lokalen küstenparallelen Transportmengen nicht kumulativ entlang der Küste sind.

Die größten Variationen der küstenparallelen Komponente des Energieflusses entlang der Küste sind meistens von der Ausrichtung der Küste verursacht; sie haben einen großen Einfluss auf das Verhalten einer Küste.

Die CERC-Formel wurde in einer Fallstudie auf die Westküste von Sylt, die ein offenes Sandsystem darstellt, angewandt (LOOSE, 1995). Sedimente, die durch den Küstenlängstransport über die Inselenden hinaus in das Lister und in das Hörnum Tief gelangen, gehen der Inselsubstanz nahezu vollständig verloren, da nur ein Bruchteil, wenn überhaupt, an die Küste zurückgelangt. An dieser Küste sind die Sedimentverluste aus umfangreichen großräumigen Vermessungen bekannt, besonders Verluste infolge einzelner Sturmfluten. Im Fachplan Küstenschutz Sylt (ALW HUSUM, 1985) werden die mittleren jährlichen Abbruchmengen aus Dünen, Kliffs, und Strand aufgrund von Küstenprofilauflmaßen (Abstände je 500 m) für den Zeitraum 1952 bis 1984 zu 1,085 Mio. m^3 für die 36 km lange Westküste ohne Hörnum-Odde abgeschätzt. Anhand der stündlichen Winddaten für den genannten Zeitraum von der Station List wurden mit der CERC-Formel die jährlichen Sedimenttransportpotentiale und das mittlere Potential für den Gesamtzeitraum rechnerisch ermittelt, die Ergebnisse sind in Abb. 6 dargestellt. Die berechneten Transporte schwankten zwischen einem Minimum von 0,84 Mio. m^3 /Jahr (1963) und einem Maximum von 1,98 Mio. m^3 /Jahr (1967); für die Gesamtstatistik (1950–1992) ergab sich rechnerisch ein mittleres Transportpotential von 1,16 Mio. m^3 /Jahr. Die Ergebnisse aus Vermessung und Berechnung für das langjährige Mittel sind für praktische Zwecke nahezu identisch, so dass die CERC-Formel für die vergleichenden Betrachtungen als vertrauenswürdig erachtet werden kann.

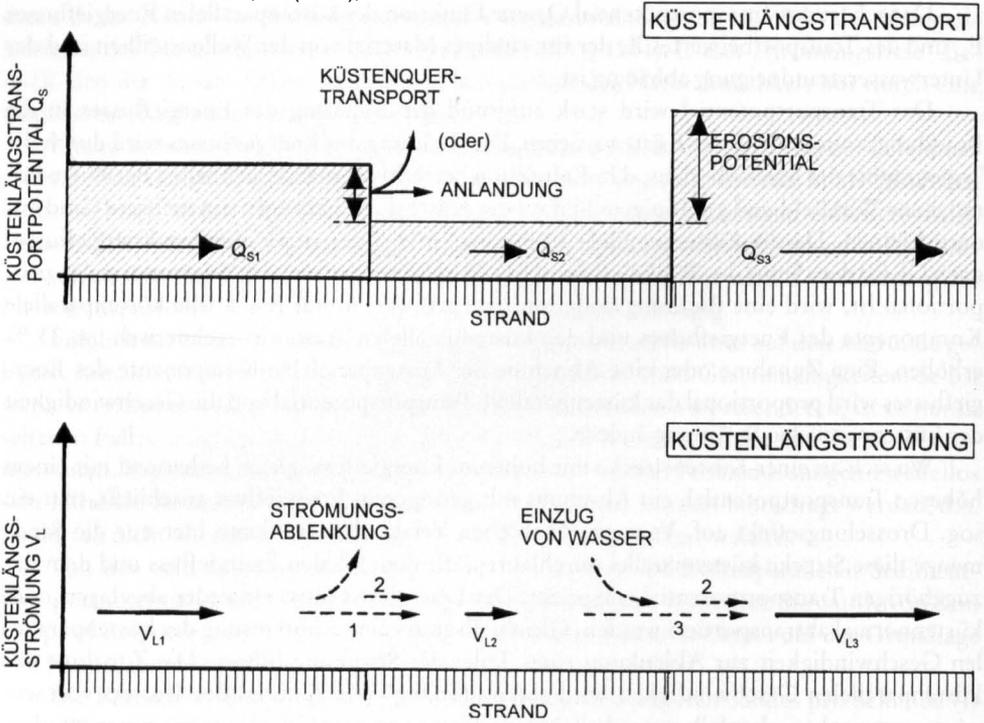


Abb. 5: Schematische Verteilung des Transportpotentials entlang einer Küste infolge Refraktion und Änderungen im Verlauf der Küstenlinie. Die Küstenlängsströmung ist den küstenparallelen Komponenten des Energieflusses und des Küstenlängstransportpotentials proportional

4.2 Küstennormaler Sedimenttransport

Der küstennormale Transport ist im Vergleich zum küstenparallelen Transport schwieriger zu quantifizieren, da sich die Richtungen (seewärts, landwärts) infolge der Wellenbewegung laufend ändern und Transporte in beide Richtungen gleichzeitig auftreten. Das Bild wird noch weiter durch die Rippströme erschwert, die in unregelmäßigen Abständen auftreten und beachtliche Mengen des Sandes aus der Brandungszone abführen können.

In der Brandungszone ist die Strömung bei auflandigen Winden an der Oberfläche und an der Sohle jeweils landwärts und dazwischen seewärts gerichtet. Diese seewärtige Strömungskomponente kann beachtliche Mengen des suspendierten Sandes über die Brandungslinie hinaus transportieren. Der Nettotransport in der Brandungszone kann landwärts oder seewärts sein.

KRAUS et al. (1991) haben die Trennlinie für die maßgebenden Transportrichtungen mit Hilfe von Natur- und Labordaten als

$$H_0/wT = 22900 [w/(gH_0)^{1/2}]^2 \quad (15)$$

definiert, worin H_0 die Wellenhöhe im Tiefwasser, T die Wellenperiode und w die Sink-

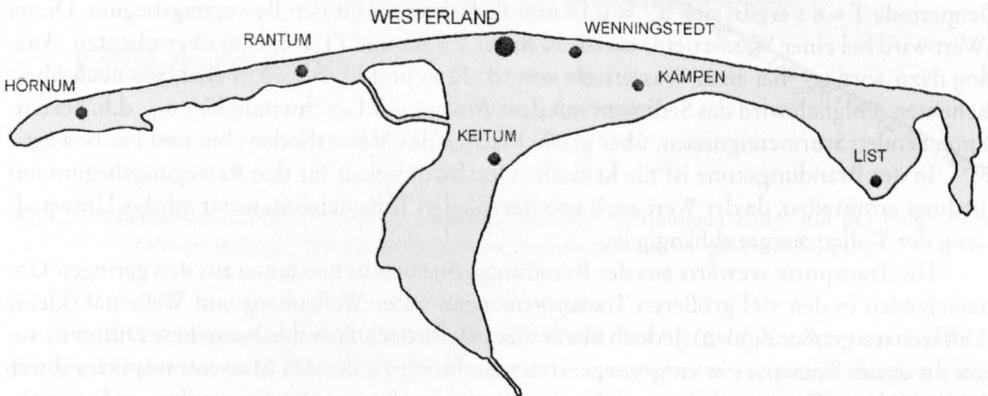
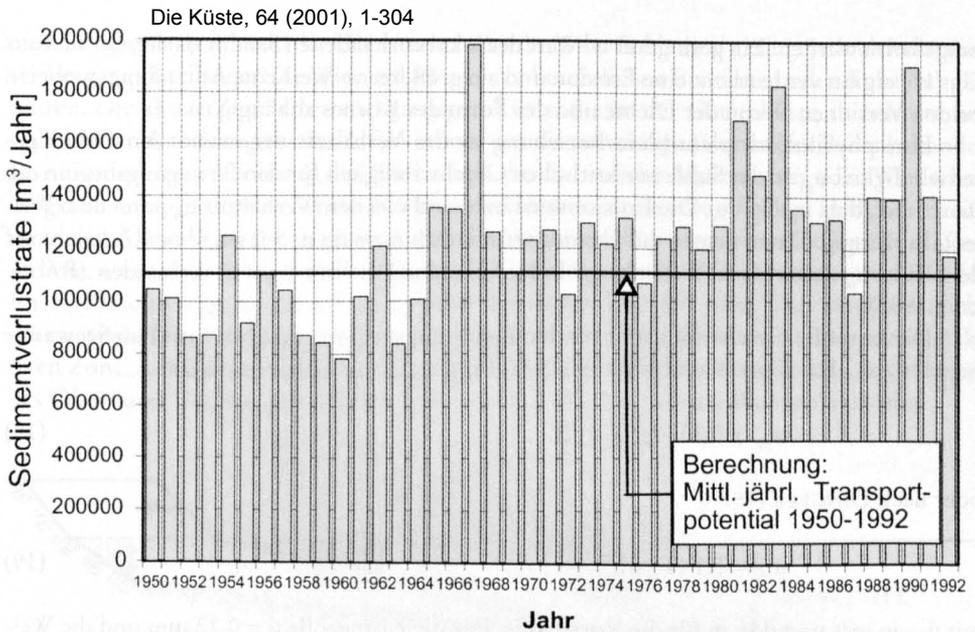


Abb. 6: Veränderlichkeit des jährlichen Küstenlängstransportpotentials an der Westküste der Insel Sylt in den Jahren 1950 bis 1992 aufgrund der Windstatistik List/Sylt. (LOOSE, 1995)

geschwindigkeit des Sedimentes bezeichnen. Bezogen auf die Wellensteilheit wurde die Beziehung

$$\bar{H}_0/L_0 = 0,00070 (\bar{H}_0/w \cdot T)^3 \quad (16)$$

aufgestellt, wobei \bar{H}_0 die mittlere Wellenhöhe im Tiefwasser bedeutet und der empirische Parameter $M = 0,00070$ über visuelle Anpassung der Daten bestimmt wurde. Bei Verwendung der signifikanten Wellenhöhe H_{0s} anstelle von \bar{H}_0 ändert sich der empirische Faktor auf $M = 0,00027$. Er ergibt sich durch Multiplikation von $0,00070$ mit $(0,626)^2$, wobei die Beziehung von $H_0 = 0,626 H_{0s}$ für Rayleigh-verteilte Wellen zugrunde gelegt wurde.

Die Gleichung (15) kann in

$$w = 0,0352 (g H_0^2/T)^{1/3} \quad (17)$$

umgeformt werden. Ein geringerer w -Wert des lokal vorhandenen Sandes als der, der sich aus Gl. (17) ergibt, verdeutlicht eine Erosion und ein größerer w -Wert eine Anlandung, wobei in beiden Versionen w von der Dichte und der Form des Kornes abhängig ist.

Eine physikalisch plausiblere Beziehung ist das Verhältnis der maximalen Orbitalgeschwindigkeit u_m an der Sohle zur kritischen Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn der Körner, u_c , d. h. $u_m/u_c = u_r$. Die Erosionszustände sind von dem Verhältnis u_{rt} unter dem Wellental abhängig. Daten deuten auf Erosionszustände hin, wenn $u_{rt} > 2$ ist, ohne Rücksicht auf den Wert u_{rc} unter dem Wellenberg. Eine Anlandung ist mit $u_{rt} < 2$ verbunden (RAUDKIVI, 1998).

Die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn von Quarzsand im Seewasser bei 15°C ist nach KOMAR und MILLER (1974) für $d \leq 0,5$ mm näherungsweise

$$u_{mc} = 0,337 (g^2 T d)^{1/3} \quad (18)$$

oder nach DINGLER (1979)

$$u_{mc} = 5,1 (T \cdot d)^{1/2} \quad (19)$$

mit u_{mc} in m/s und d in m für die Korngröße. Für die Korngröße $d = 0,22$ mm und die Wellenperiode $T = 6$ s ergibt sich $u_{mc} = 0,17$ m/s als Kriterium für den Bewegungsbeginn. Dieser Wert wird bei einer Wassertiefe von rd. 10 m bei $T = 6$ s und $H_0 > 0,44$ m überschritten. Analog dazu wird u_{mc} bei einer Wassertiefe von rd. 20 m und $H_0 > 1,50$ m ebenfalls noch überschritten. Folglich wird das Sediment mit dem Anstieg der Geschwindigkeit u_{mc} , d.h. bei entsprechenden Sturmereignissen, über große Flächen des Meeresbodens hin und her bewegt.

In der Brandungszone ist die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn nur bedingt ermittelbar, da der Wert auch von der lokalen Turbulenzintensität infolge Umwandlung der Wellenenergie abhängig ist.

Die Transporte seewärts aus der Brandungszone heraus entstehen aus den geringen Unterschieden in den viel größeren Transportmengen unter Wellenberg und Wellental (kleine Differenzen großer Zahlen). Jedoch über einer riffelbedeckten Sohle kann diese Differenz sogar zu einem Transport in entgegengesetzter Richtung zu der des Massentransportes durch Wellen führen. Die Berechnung solcher Transporte ist als ungenau einzustufen, und es ist anzumerken, dass die seewärtigen Transporte messbar auch nur das Langzeitverhalten eines Küstenbereiches beeinflussen.

Die vorgenannten Methoden wurden den Untersuchungen zu den morphologischen Änderungen entlang der Fischlandküste zugrunde gelegt. Auf die Ergebnisse und deren Bewertung wird im folgenden Abschnitt eingegangen.

5. Sandhaushalt entlang der Fischlandküste

5.1 Merkmale und aktive Zone einer Erosionsküste

Das Erosionspotential einer Küste ist hauptsächlich von deren Gestaltung, von der sedimentologischen Beschaffenheit der Region und von dem küstenparallelen Energiefluss als einwirkende Kraft abhängig. An einer typischen Rückgangsküste treten messbare Profiländerungen in der morphologisch aktiven Zone oberhalb einer gewissen Wassertiefe, die vom Wellenklima vorgegeben ist, auf. Unterhalb dieser Tiefe vollziehen sich Änderungen meis-

tens nur sehr langsam, und die Höhenunterschiede an der Sohle sind gering. Jedoch kann dieser Vorgang über längere Zeiträume dort auch zu beachtlichen Erosionen oder Anlandungen führen. Die aktive Zone einer rückgängigen Küste, die an der Ostseeküste als Schorre bezeichnet wird, rotiert gewissermaßen immer um die seewärtige Grenztiefe. Bei anhaltender Erosion und einer Fixierung der Küstenlinie durch bauliche Maßnahmen oder Wiederholungssandvorspülungen wird die Neigung der aktiven Zone stetig flacher, und ihre Breite nimmt zu. Dieser Vorgang führt dazu, dass die Neigung des Unterwasserstrandes an der Wasserlinie, wo sich die alltägliche Brandungszone befindet, immer steiler und entsprechend der Energiefluss auf eine immer schmalere Strandbreite konzentriert wird. Dies veranschaulicht schematisch Abb. 7. Die eingetragene Grenztiefe kennzeichnet die seewärtige Grenze der aktiven Zone, in der sich nach HALLERMEIER (1981) jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserstrandprofils in beachtlichen Größenordnungen abspielen.

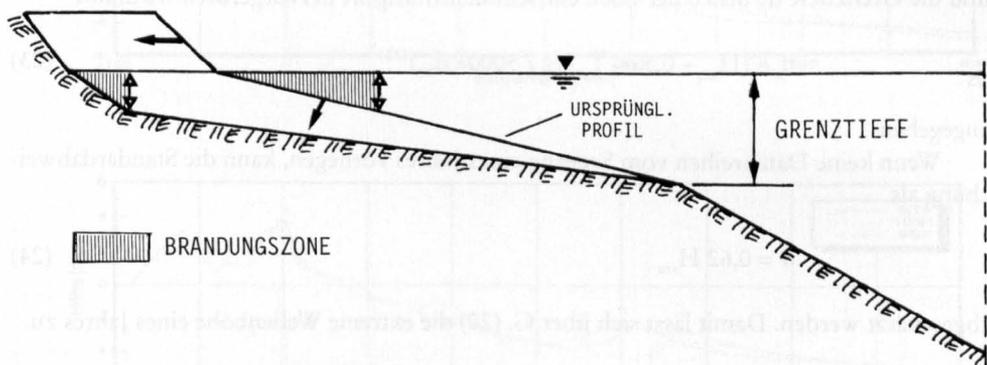


Abb. 7: Schematische Darstellung der Profiländerung einer rückläufigen Küste mit der Folge einer Erhöhung der Energiedissipation in der Brandungszone bei gleichem Seegang

In der anschließenden Flachwasser- („Shoal“-)Zone als Übergangsbereich zum Tiefwasser bewirkt das mittlere jährliche Wellenklima noch einen nennenswerten, im Vergleich zur aktiven Zone aber ungleich geringeren Sedimenttransport. Im Tiefwasser hingegen können Sedimente vom Seegang bereits in großen Wassertiefen mobilisiert, Sedimenttransporte hingegen nur bei Langzeitbetrachtungen nachgewiesen werden.

Die Größenordnung der morphodynamischen Aktivität (Variabilität) entlang der aktiven Zone des Küstenprofils ist veränderlich. Sie hängt für Aussagen und Bewertungen nicht nur von den einwirkenden Randparametern (Seegang, Wasserstand, etc.) sondern auch noch von dem in Betracht gezogenen Zeitmaßstab ab. So ist neben der Grenztiefe („closure depth“), die vom Wellenklima bestimmt wird, auch noch die Grenztiefe zu berücksichtigen, die die Zeitabhängigkeit beinhaltet.

Um die genannten Grenztiefen für einen Küstenort abzuschätzen, sind Angaben über die mittleren und extremen Seegangsbedingungen und Angaben über die Korngrößen erforderlich. Die mittlere signifikante (z.B. eines Jahres) Wellenhöhe H_{sm} , deren Standardabweichung σ und die mittlere signifikante Wellenperiode T_{sm} werden von HALLERMEIER (1981) für ausreichend erachtet, um mit gewissen Annahmen die notwendigen Angaben für typische mittlere und extreme Wellenbedingungen zu erhalten. THOMPSON und HARRIS (1972) ermittelten aus einer modifizierten Exponentialverteilung die extreme Wellenhöhe H_{sc} , die kumulativ 12 Stunden im Jahr überschritten wird zu:

Die Küste, 64 (2001), 1-304

$$H_{sc} = H_{sm} + 5,6 \sigma \quad (20)$$

und die jährliche mittlere Wellenhöhe H_m zu:

$$H_m = H_{sm} - 0,3 \sigma \quad (21)$$

Diese Beziehungen bestätigten sich als konsistent zu gemessenen kumulativen Wellenhöhen über die Dauer eines ganzen Jahres.

Mit den vorgenannten Beziehungen und der Angabe eines Korndurchmessers wird von HALLERMEIER (1981), die Grenztiefe d_1 der aktiven Zone mit

$$d_1 \approx 2 H_{sm} + 11 \sigma \quad (22)$$

und die Grenztiefe d_2 , bis zu der noch ein Sedimenttransport hervorgerufen wird, mit

$$d_2 \approx (H_{sm} - 0,3 \sigma) T_{sm} (g / 5000 \cdot d_{50})^{1/2} \quad (23)$$

angegeben.

Wenn keine Datenreihen vom Seegang eines Jahres vorliegen, kann die Standardabweichung als

$$\sigma = 0,62 H_{sm} \quad (24)$$

abgeschätzt werden. Damit lässt sich über G. (20) die extreme Wellenhöhe eines Jahres zu

$$H_{sc} = H_{sm} + 3,47 H_{sm} = 4,47 H_{sm} \quad (25)$$

abschätzen.

NICHOLLS et al. (1996) haben mit Naturdaten von der Forschungsstelle DUCK in South Carolina, USA, gezeigt, dass die über Gl. (22) berechnete Grenztiefe für kürzere Zeiträume den Grenzbereich der aktiven Zone relativ gut beschreibt, wohingegen mit Bezug auf größere Zeiträume die Grenztiefe überschätzt wird, wenn diesbezügliche Messwerte zugrundegelegt werden.

Gestützt auf Naturmessdaten schlägt BIRKEMEIER (1985) folgende vereinfachte Beziehung für die Bestimmung der Grenztiefe für die aktive Zone vor:

$$d_1 = 1,57 H_{sc} \quad (26)$$

Um die Näherungsgleichungen auf Plausibilität zu überprüfen, wird als Anwendungsbeispiel die Fischlandküste/Ostsee gewählt und der mittlere jährliche Energiefluss in die Brandungszone dieser Küste zugrunde gelegt. Auf der Grundlage von Langzeitwinddaten (1948–1984) beträgt der mittlere jährliche Energiefluss $F = \text{rd. } 4000 \text{ kWh/m bzw. } 440 \text{ W/m}$ (DETTE, 2000). Über die Beziehung $F = 4375,7 H_{rms}^{5/2}$ (Gl. 4) und $H_s = \sqrt{2} H_{rms}$ (Gl. 5) entsprechen dem Energiefluss rechnerisch folgende Wellenkennwerte: $H_{rms} = 0,4 \text{ m}$, $H_{sm} = 0,564 \text{ m}$, $\sigma = 0,35 \text{ m}$ und $H_{sc} = 2,52 \text{ m}$ (Gl. 25).

Der Ansatz von HALLERMEIER liefert $d_1 = 4,98 \text{ m}$ (Gl. 22) als Grenztiefe der aktiven Zone, nach BIRKEMEIER ergibt sich $d_1 = 3,96 \text{ m}$ (Gl. 26) Dieses Untersuchungsergebnis bestätigt den Hinweis von NICHOLLS et al. (1996), dass der HALLERMEIER-Ansatz die Grenz-

tiefe überschätzt. An der Fischlandküste erstreckt sich danach die aktive Zone größenordnungsmäßig zwischen 4 m und 5 m. Die Änderungen von Strandprofilen vor Wustrow (Kkm 175) über einen Zeitraum von nahezu 25 Jahren (1974 bis 1997) belegen diese Aussage (Abb. 8). Am Beispiel der Profile ist ersichtlich, dass die rechnerische Größenordnung der Grenztiefe gut mit den Messdaten übereinstimmt. Auf allen Profilen sind deutliche Umlagerungen im strandnahen Bereich in Uferentfernungen bis zu rd. 300 m zu erkennen, d.h. dass

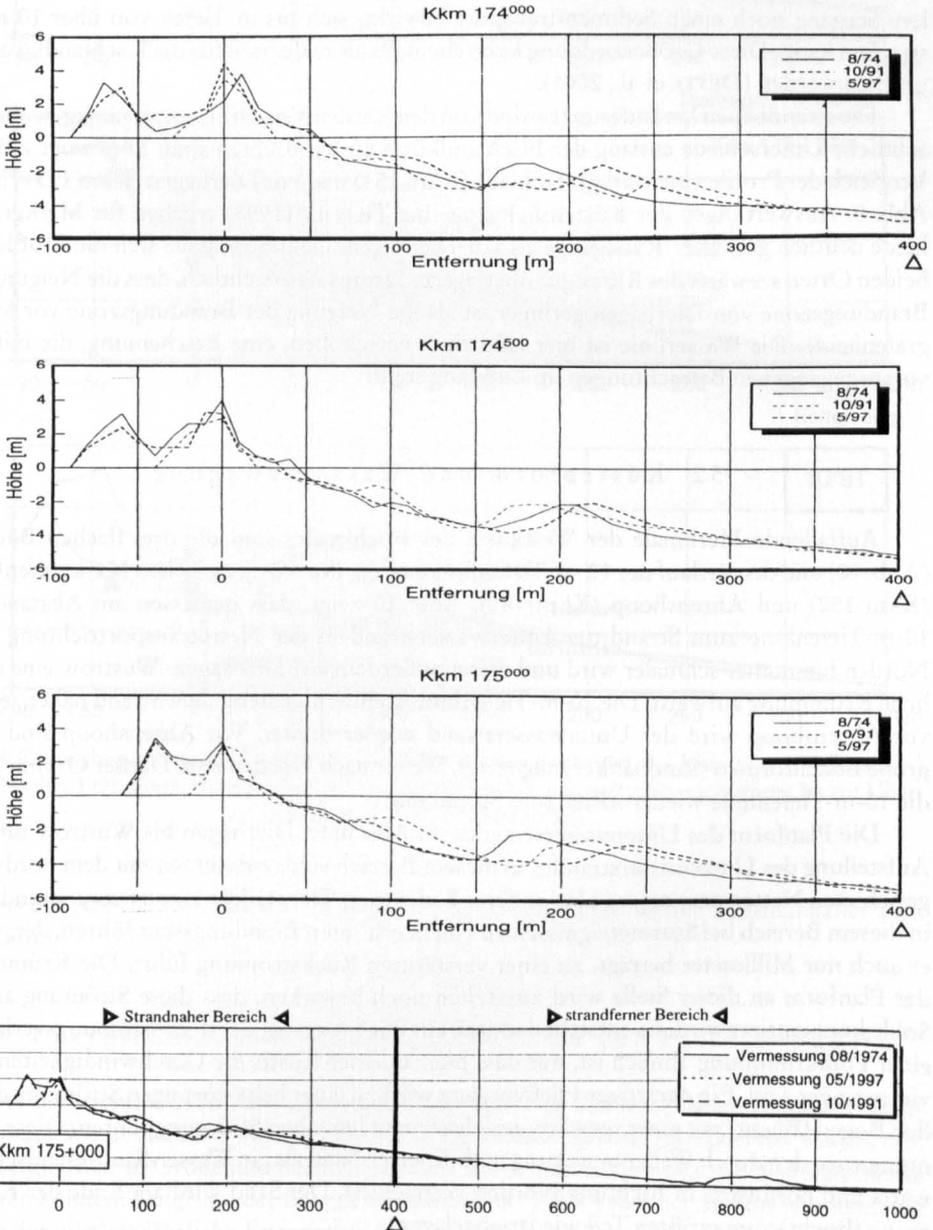


Abb. 8: Profiländerungen im Bereich Wustrow (Kkm 175) über einen Zeitraum von nahezu 25 Jahren (1974 bis 1997) oben: Nahbereich, unten: Nah- und Fernbereich

nennenswerte Profiländerungen bereits in einer Tiefe von 4 m abklingen. Hiernach empfiehlt sich der Ansatz von BIRKEMEIER.

Die Grenztiefe d_i für die Sedimentbewegung, d.h. der Übergang von der Flachwasser- („Shoal“-)Zone ins Tiefwassergebiet lässt sich aus Gl. (23) überschläglich berechnen. Für eine Korngröße von $d_{50} = 0,2$ mm, die für die Fischlandküste als realistisch angenommen werden kann, sowie für den Bereich der Wellenperioden von $T = 2$ s bis $T = 8$ s pendelt die Grenztiefe rechnerisch danach zwischen $2,88 \text{ m} \leq d_i \leq 11,50 \text{ m}$, für $d_{50} = 0,15$ mm zwischen $3,32 \text{ m} \leq d_i \leq 13,28 \text{ m}$. Daraus geht allgemein hervor, dass die Grenztiefe, bis zu der der mittlere Seegang noch einen Sedimenttransport bewirkt, sich bis in Tiefen von über 10 m erstrecken kann. Diese Größenordnung kann ebenfalls als realistisch für die Fischlandküste angesehen werden (DETTE et al., 2001).

Die strandnahen Veränderungen sind von den lokalen Verhältnissen abhängig, wobei beachtliche Unterschiede entlang der Fischlandküste zu beobachten sind. Dies zeigt z.B. der Vergleich der Profile von Markgrafenheide (Kkm 154) und vor Dierhagen (Kkm 173+750) in Abb. 9. Auswertungen der Küstenrückgänge bei TIEPOLT (1998) ergaben für Markgrafenheide deutlich geringere Rückgänge als vor Dierhagen. Dennoch lassen sich die Profile von beiden Orten seawärts des Riffes gut überlagern. Daraus ist ersichtlich, dass die Neigung der Brandungszone von Dierhagen geringer ist als die Neigung der Brandungszone vor Markgrafenheide. Die Wasserlinie ist hier landwärts verschoben, eine Erscheinung, die mit den vorausgegangenen Betrachtungen im Einklang steht.

5.2 Küstenform und Wasserbewegung

Auffallende Merkmale der Westküste des Fischlandes sind die drei flachen Buchten (Abb. 10) und der Verlauf der 10-m-Tiefenlinie entlang der Küste zwischen Markgrafenheide (Kkm 152) und Ahrenshoop (Kkm 180). Abb. 10 zeigt, dass gemessen am Abstand der 10-m-Tiefenlinie zum Strand der Unterwasserstrand in der Nettotransportrichtung nach Norden hin immer schmaler wird und dieser außerdem vor Dierhagen–Wustrow eine deutliche Krümmung aufweist. Die 10-m-Tiefenlinie kommt hier stetig dem Strand näher, jedoch vor Ahrenshoop wird der Unterwasserstrand wieder breiter. Vor Ahrenshoop sind auch große Bodenformen (Sandbänke?) angezeigt. Weiter nach Norden zum Darßer Ort hin rückt die 10-m-Tiefenlinie wieder näher zum Strand hin.

Die Planform des Unterwasserstrandes im Abschnitt Dierhagen bis Wustrow und die Aufsteilung des Unterwasserstrandes in diesem Bereich sind, zusammen mit dem nordwärts gerichteten Nettotransport, von besonderer Bedeutung. Der steilere Unterwasserstrand wird in diesem Bereich bei Sturmereignissen zu einem erhöhten Brandungsstau führen, der, wenn er auch nur Millimeter beträgt, zu einer verstärkten Rückströmung führt. Die Krümmung der Planform an dieser Stelle wird zusätzlich noch bewirken, dass diese Strömung an der Sohle konzentriert wird. Es entsteht dadurch ein Fließvorgang, der dem Strömungsverlauf in einer Flußkrümmung ähnlich ist, nur dass hier, an einer Küste, die Geschwindigkeiten sehr viel geringer sind. Ein derartiger Fließvorgang wird zu einer helix-förmigen Strömung durch den Bogen (Bucht) mit einer seawärts gerichteten bodennahen Strömung führen. Diese Strömung wird den durch Wellenbewegung mobilisierten Sand als ein Wasser-Sand-Gemisch seawärts und nordwärts in Richtung Norden verfrachten. Der Sand wird am Ende der Krümmung (Bucht) zum größten Teil wieder abgelagert.

Der erhöhte Brandungsstau entlang der Küstenstrecke zwischen Kkm 171 und Kkm 177 ist auch bei den Ergebnissen aus dem numerischen Modell SWAN angezeigt. Wie

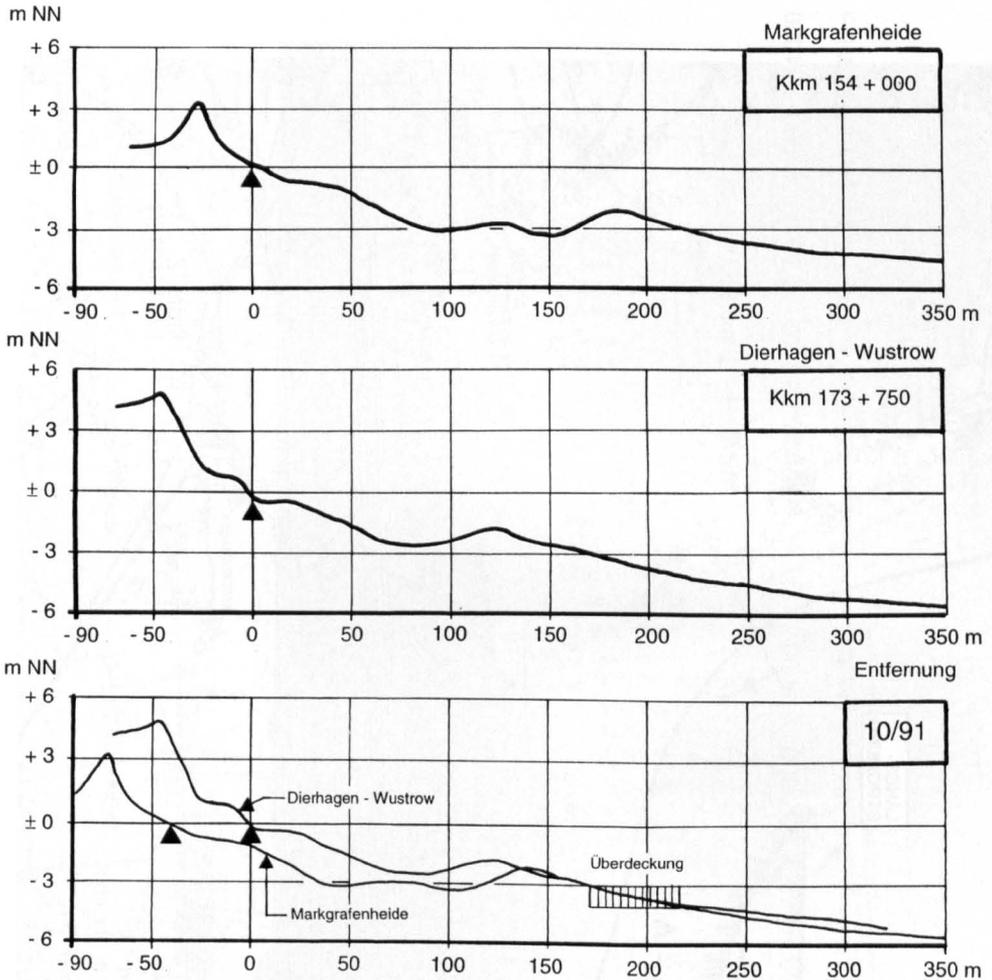


Abb. 9: Gegenüberstellung der Profile Kkm 154+000 (Markgrafeneheide) und Kkm 173+750 (Wustrow) vom Oktober 1991, oben: Darstellung mit Bezug auf NN ± 0 m; unten: Profilverschiebung bis zur Überdeckung in 3 bis 4 m Wassertiefe

z.B. aus der Abb. 11 zu erkennen, liegt die $H = 1,75$ m Wellenhöhe hier deutlich näher zum Strand hin.

5.3 Energiefluss und Längstransport an der Fischlandküste

Bei unterschiedlichen Ausrichtungen einer Küste zu den seegangserzeugenden Richtungen des Windes ist zu erwarten, dass die in die Brandungszone refraktierten Wellen, d.h. die Energieflüsse in Größe und Richtung entlang der Küste in einer beachtlichen Bandbreite variieren können. Aufgrund der Langzeitwindstatistik (1948–1984) der Station Warnemünde wurde der mittlere jährliche Energiefluß für ausgewählte Lokationen entlang der Fischlandküste (Abb. 1) rechnerisch ermittelt. In Tab. 4 sind die Ergebnisse der Energieflüsse nach Richtung und Betrag für die jeweilige Resultierende und deren küstenparallele Komponente



Abb. 10: Verteilung des Unterwasserstrandes von Graal-Müritz bis Ahrenshoop veranschaulicht am Verlauf der 10-m-Tiefenlinie sowie schematische Darstellung einer Rückströmung infolge Brandungsstau im Bereich Kkm 175

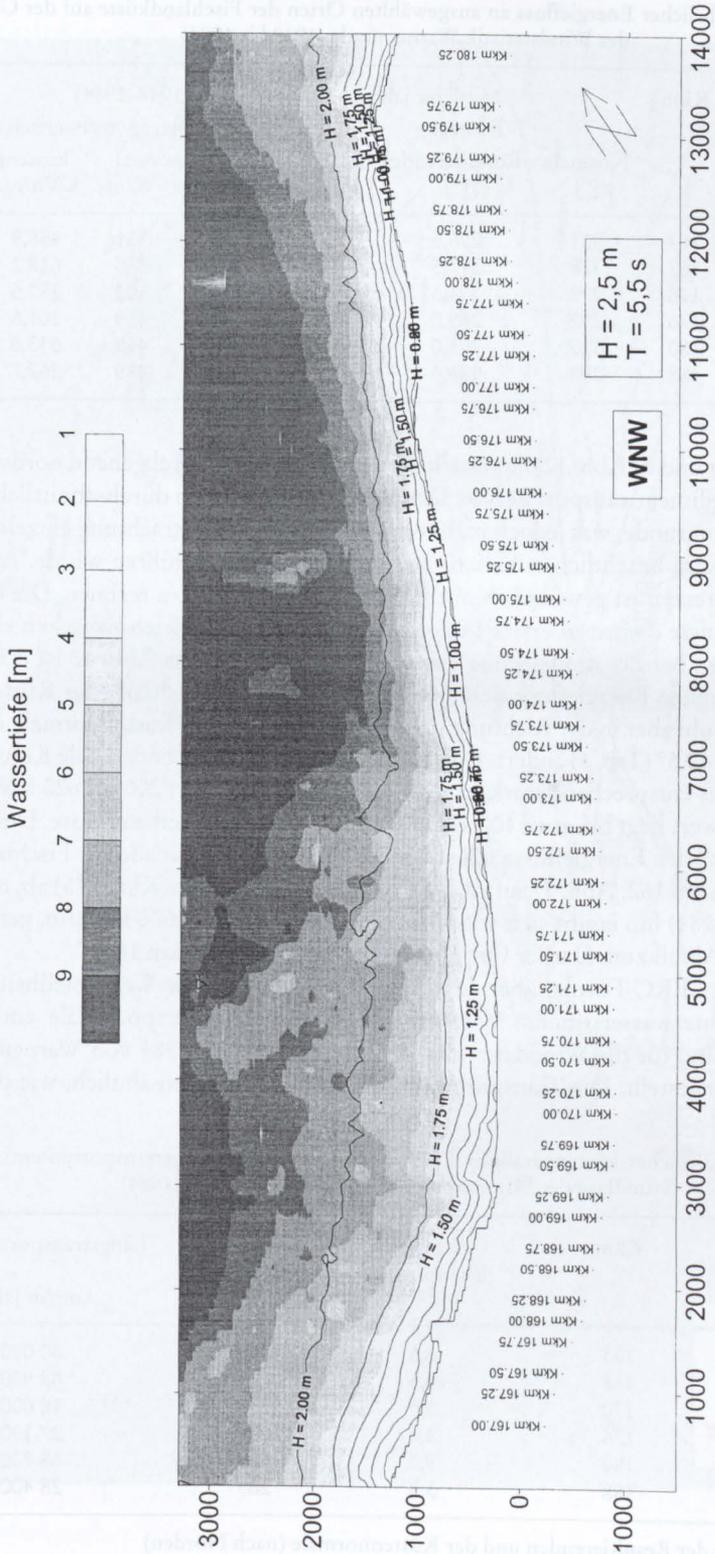


Abb. 11: Berechnung des Wellenhöhenverlaufes mit dem SWAN-Modell, im Abschnitt Neuhaus bis Ahrenshoop (Kkm 167 bis 180), hier beispielhaft für Wellen aus WNW mit $H = 2,5 \text{ m}$ und $T = 5,5 \text{ s}$

Tab. 4: Mittlerer jährlicher Energiefluss an ausgewählten Orten der Fischlandküste auf der Grundlage der Windstatistik Warnemünde (1948 bis 1984)

Ort	Kkm	Mittlerer jährlicher Energiefluss (1948–1984)						
		Richtung			Betrag (rechnerisch)			
		Normale [°]	Resultierende [°]	Differenz [°]	küstennormal kWh/ma	W/m	küstenparallel kWh/ma	W/m
Markgrafenheide	153	303	296,5	6,5	4031	331	458,9	52,4
Graal-Müritz	162	328	317,5	10,5	3397	388	618,2	70,6
Dierhagen	170	298	294,5	3,5	4397	502	282,5	32,2
Wustrow	176	292	289,0	3,0	4025	459	201,6	23,0
Ahrenshoop	180	310	301,0	9,0	4112	469	633,0	72,3
Esper Ort	188	290	286,5	3,5	4281	489	262,7	30,0

zusammengefasst und in Abb. 12 dargestellt. Es geht hieraus ein durchgehend nordwärts gerichteter Nettosedimenttransport hervor. Den Berechnungen liegen durchschnittliche Langzeitmittelwerte zugrunde, was jedoch nicht ausschließt, dass die Betrachtung einzelner Jahre in dieser Statistik zu beachtlichen Variationen des Energieflusses führen würde. Auch von Jahreszeit zu Jahreszeit ist gewöhnlich mit starken Unterschieden zu rechnen. Die hier dargestellten Ergebnisse dienen in erster Linie dem qualitativen Vergleich zwischen einzelnen Küstenabschnitten bei Zugrundelegung eines Basisdatensatzes. Aus Abb. 12 ist ersichtlich, dass der resultierende Energiefluss sich nur wenig in der Größe entlang der Küste (3400–4300 kWh/m), wohl aber in der Richtung bezogen auf die jeweilige küstennormale Ausrichtung von 3,5° bis 10,5° (Tab. 4) ändert. Dies führt dazu, dass die küstenparallele Komponente des Energieflusses entsprechend stark in einer Größenordnung von 200 bis 620 kWh/m variiert; der Mittelwert liegt bei etwa 400 kWh/m für die gesamte Fischlandküste. Die berechneten küstenparallelen Energieflüsse fallen von 620 kWh/m am Süden der Fischlandküste (Graal-Müritz, Kkm 162, Abb. 1) auf rd. 200 kWh/m vor Wustrow (Kkm 175) ab, nach Ahrenshoop (Kkm 181) hin ergibt sich wiederum ein Anstieg auf rd. 630 kWh/m, gefolgt von einem erneuten Abfall zum Darßer Ort hin (rd. 260 kWh/m bei Kkm 188).

Die mit der CERC-Formel über den Energiefluss (Tab. 4), die Wellensteilheit und die Neigung des Unterwasserstrandes berechneten Sedimenttransportpotentiale entlang der Fischlandküste sind für die Winddaten des Zeitraumes 1948 bis 1984 von Warnemünde in Tab. 5 zusammengestellt. Die Transportpotentiale (Abb. 13) zeigen ähnlich, wie die Ener-

Tab. 5: Mittlerer jährlicher küstenparalleler Energiefluss und Küstenlängstransportpotential auf der Grundlage der Windstatistik Warnemünde (1948 bis 1984)

Ort	Kkm	Energiefluss küstenparallel		Längstransportpotential m ³ /m Jahr
		Richtung [°] ¹	Betrag KWh/m Jahr	
Markgrafenheide	153	6,5	460	50 000
Graal-Müritz	162	10,5	620	68 900
Dierhagen	170	3,5	285	48 600
Wustrow	176	3,0	200	27 100
Ahrenshoop	180	9,0	635	68 700
Esper Ort	188	3,5	265	28 400

¹ Winkel zwischen der Resultierenden und der Küstennormale (nach Norden)

gieflüsse, eine beachtliche räumliche Variation. Da auch lokale Potentiale von Jahr zu Jahr und jahreszeitlich schwanken, dürfen Transportmengenangaben nicht überinterpretiert werden. Sie zeigen aber alle die richtige Größenordnung an, die im Vergleich zu der Hochenergieküste Sylt um mehr als eine Größenordnung geringer ist. Ein wichtiges Merkmal für die hier angestellten Betrachtungen ist aber die starke Abnahme des Transportpotentials in dem Abschnitt zwischen Graal-Müritz und Wustrow um ca. $40\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$ (1948–1984) von $68\,900\text{ m}^3/\text{Jahr}$ auf $27\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$. Aus Gründen der Kontinuität im Sedimenttransport muss der „Überschuss“ des Küstenlängstransportes, der von Graal-Müritz kommend im Staubeereich um Wustrow nachweislich nicht abgelagert wird, in küstennormaler Richtung, also seewärts „umgeleitet“ werden (Abb. 5). Um diese Hypothese zu untersuchen, d.h. die Frage zu beantworten, ob sich eine seewärtige Verlagerung von Sedimenten nachweisen lässt, wurden kleinräumige Vermessungsdaten seit 1990 und großräumige Seevermessungen in den Jahren 1952 und 1979 ausgewertet.

5.4 Indikatoren für einen Offshore-Transport an der Fischlandküste aus Vermessungsdaten

Die umfangreichen Vermessungsdaten sowie Luftbildaufnahmen (StAUN Rostock) ermöglichen die nähere Beschreibung der Topographie des Unterwasserstrandes entlang der Fischlandküste und die Ableitung von Indikatoren für die Umlenkung von Sedimenten aus dem Küstenlängstransport in eine seewärtige Transportrichtung. Im Abschnitt Warnemünde-Ostmole bis südlich von Graal-Müritz (Kkm 156, Abb. 1) ist der Verlauf der Tiefenlinien verhältnismäßig gut geordnet. In der Gegend von Graal-Müritz schwenkt die Küstenlinie um etwa 20° nach Nordost. Dadurch bedingt ändert sich auch das küstenparallele Transportpotential. Von Graal-Müritz (Kkm 162) bis Dierhagen (Kkm 170) verringert sich das küstenparallele Transportpotential von $68\,900\text{ m}^3/\text{Jahr}$ auf $48\,600\text{ m}^3/\text{Jahr}$. Da die Vermessungen in diesem Abschnitt keine Akkumulationen im strandnahen Unterwasserbereich haben erkennen lassen, muss die Differenz von $20\,000\text{ m}^3/\text{Jahr}$ küstennormal verlagert werden. Um Hinweise zu erhalten, wohin sich die Sedimente durch den Transport verteilen, wurden kleinräumige Vermessungen ausgewertet und als Sohlniveauänderungen (Niveaudifferenzen) im Zeitraum 1994–1998 für den Bereich von Graal-Müritz (Kkm 161) aufgetragen. Daraus ist zu erkennen, dass sich ein Teil des Sedimenttransportes von der Küste weg bewegt (Abb. 14). Die schräg zum Strand hin verlaufenden Änderungen des Sohlniveaus sind den dünenartigen Transportkörpern ähnlich und ein Indikator für eine sich von der Küste ablösende Sedimentbewegung. Die sichtbaren Sandrücken erwecken den Eindruck von sehr flachen und langen Dünen, die sich sehr langsam nordwärts bewegen.

In der Strandnähe lässt sich die seewärtige Sedimentbewegung aus der vorhandenen Riffstruktur ableiten. Nördlich von Graal-Müritz beginnt ein Riff-Rinnensystem, das sich in nördlicher Richtung von der Küste weg bewegt, wobei der Riffkamm zunehmend verflacht, bis er nicht mehr zu erkennen ist. Die Verflachung ist mit dem Ansatz eines neuen Riffes in Strandnähe verbunden, so dass sich die Riffe etwa schiefdachähnlich überlagern. Auch dieses Riff verlagert sich seewärts und verflacht, wie es die Luftbildaufnahme von dem Bereich Dierhagen-Ost (Kkm 171 bis 172) erkennen lässt (Abb. 15).

Die schiefdachähnlichen Riffstrukturen zeigen die Luftbildaufnahmen auch für den Bereich nördlich von Ahrenshoop, wo die Entwicklung der Küste nicht durch Bühnenfelder beeinflusst ist. Es scheint, dass das vorhandene Riffsystem hauptsächlich von dem alltäglichen (Schönwetter) Wellenklima geprägt wird, was zur Ausbildung eines Riffes führt. Riffe

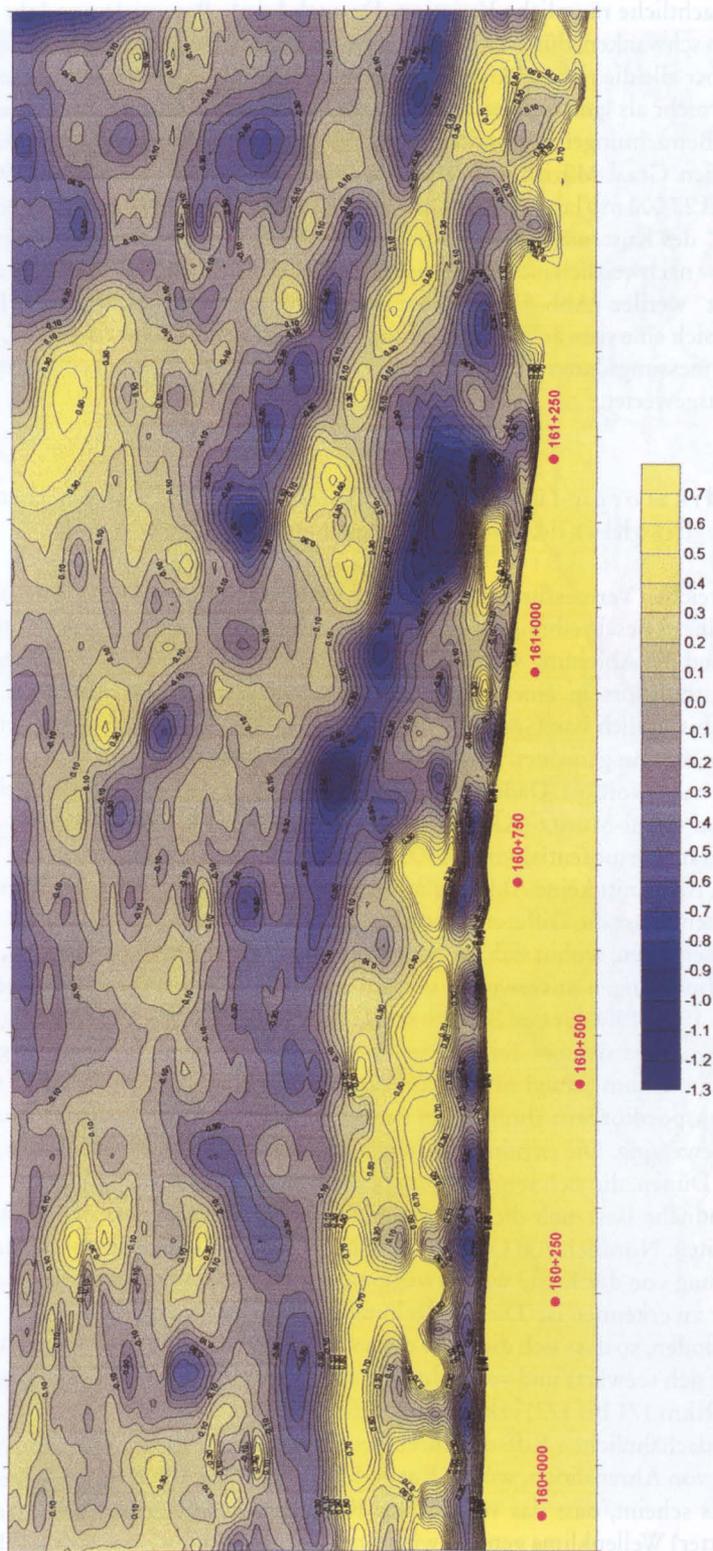


Abb. 14: Differenzenplan (Niveauänderungen) von kleinräumigen Vermessungen an der Fischlandküste, hier: Abschnitt Graal-Müritz (Kkm 161–162), Vermessungen 1994 und 1998

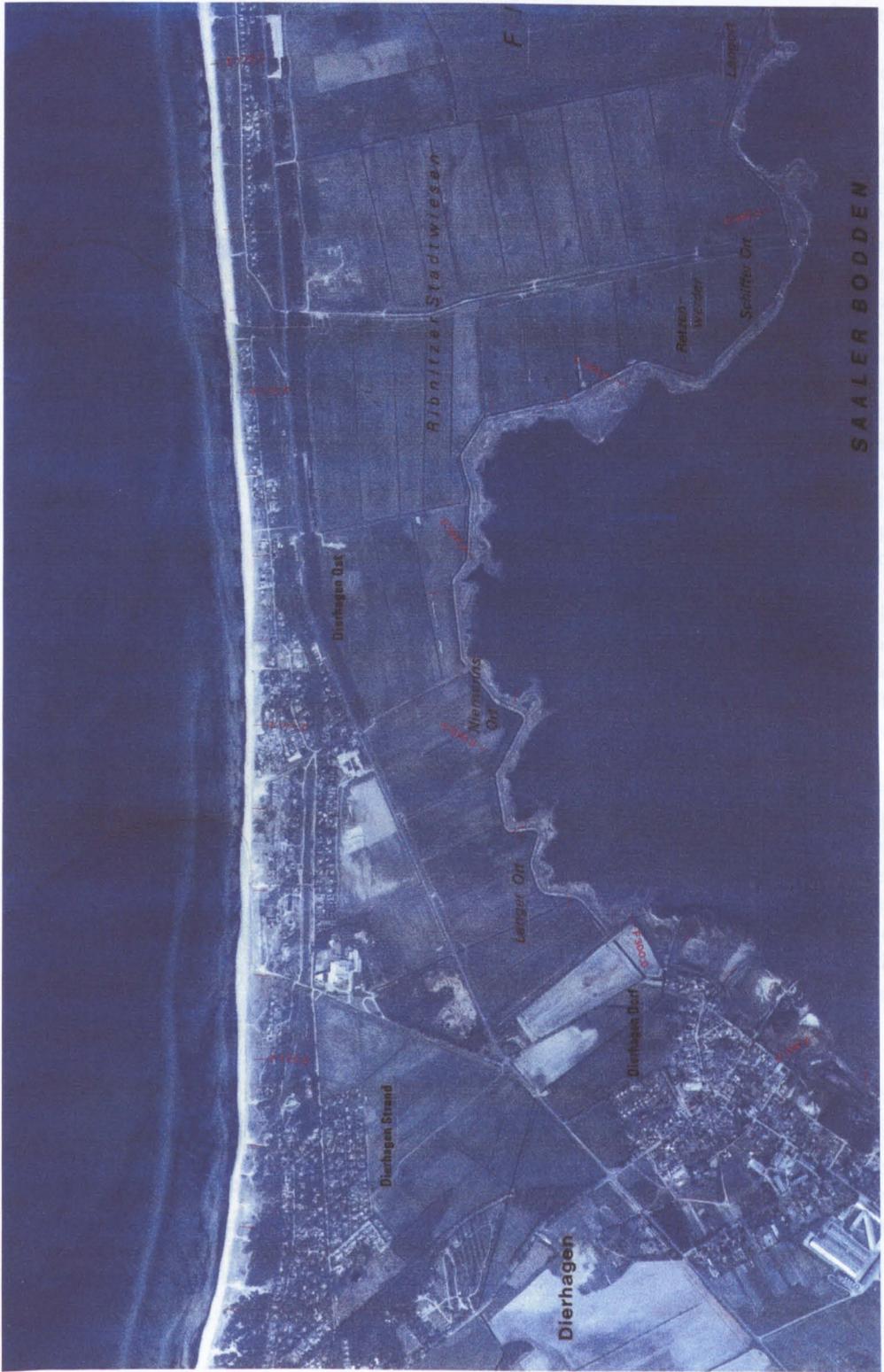


Abb. 15: Küstenabschnitt Dierhagen-Ost (Kkm 171-172): Luftaufnahme 1992 zur Veranschaulichung von seawärts verschwenkendem Riff und Ansatz eines strandnahen Folgeriffs

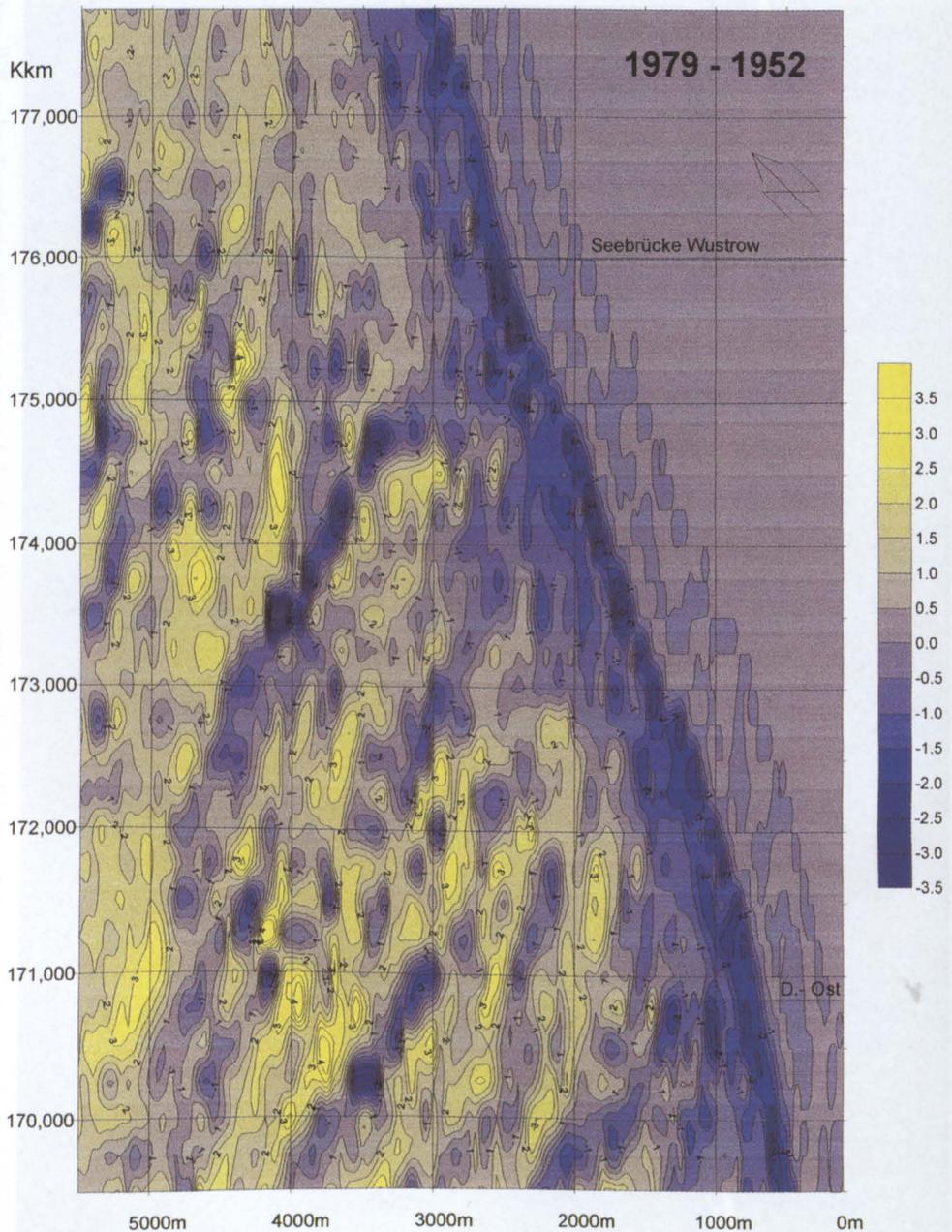


Abb. 16: Differenzenplan (Niveauänderungen) von großräumigen Seevermessungen in den Jahren 1952 und 1979, hier: Abschnitt Dierhagen-Ost (Kkm 170) bis Wustrow (Kkm 177, s. Abb. 1)

die durch schweren Seegang entstehen, neigen aufgrund eines starken Resonanzverhaltens zur Ausbildung von zwei und mehr parallel verlaufenden Riffen.

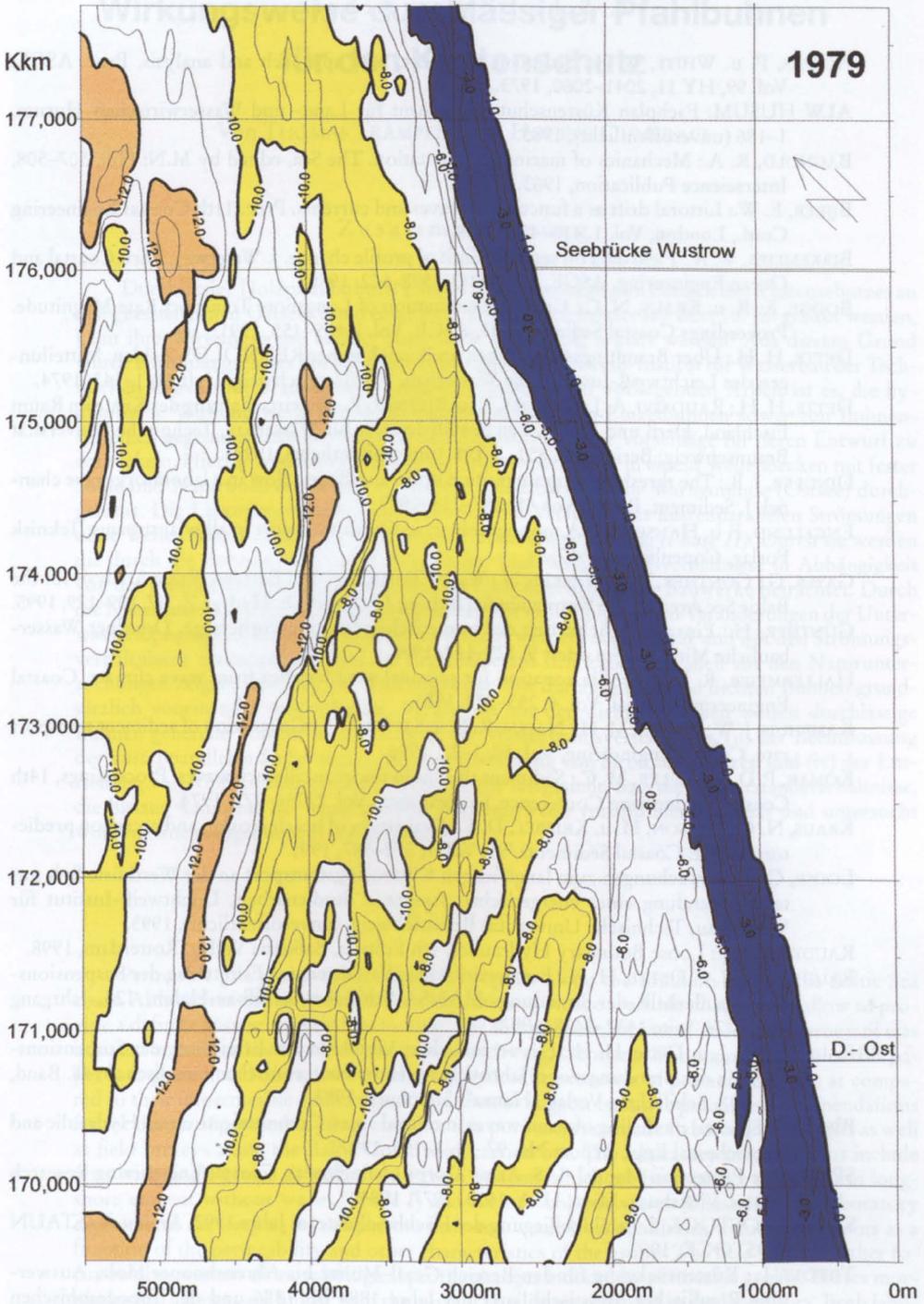
Nicht nur im strandnahen Bereich lässt sich die an der Fischlandküste auftretende seewärtige Sedimentbewegung belegen, sondern auch für das großräumige Küstenvorfeld bis in Wassertiefen von mehr als 10 m bzw. entsprechende Küstenentfernungen von bis zu 5 km. Hierzu wurden aus den engmaschigen Zahlenplänen, denen die Seekarten der Jahre 1952 und 1979 für die Fischlandküste zugrunde liegen, Sohlniveaudifferenzen ausgewertet. Die Ergebnisse der Untersuchungen für den Abschnitt Dierhagen-Ost bis Darßer Ort (DETTE et al., 1999) werden beispielhaft als Differenzenplan für die Strecke von Dierhagen-Ost (Kkm 170) bis über Wustrow (Kkm 177, s. Abb. 1) hinaus auf Abb. 16 veranschaulicht. Auch hier zeigen die Daten schräg zum Strand geneigte dünenähnliche Sohlformen an, was auf seewärtigen Transport hindeutet. Der an der Fischlandküste auftretende küstennormale Transport geht noch deutlicher aus der Gegenüberstellung der Tiefenlinien der zwei Vermessungen hervor (Abb. 17). Um das räumliche Ausmaß zu veranschaulichen, wurden Indikatorflächen, hier die Flächen zwischen der 8-m- und 10-m-Tiefenlinie (gelb) sowie die Flächen zwischen der 12-m- und 14-m-Tiefenlinie (orange), farblich angelegt. Die Ergebnisse sollten mit Vorsicht bewertet werden, da die Auflandungen insbesondere im tieferen Wasser größer sind, als erfahrungsgemäß an solchen Küsten zu erwarten ist. Die Trends der Sedimentbewegung sind aber eindeutig; die Größenordnung könnte jedoch durch die Genauigkeit der Seevermessungen beeinflusst sein. Aussagen über die Genauigkeit können durch eine präzise Seevermessung, wie sie derzeit möglich ist, gewonnen werden.

Als auffälliges Merkmal zeigt Abb. 16 weiterhin, dass sich nahe der Wasserlinie ein durchgehender, hier blau angelegter Küstenstreifen von etwa konstanter Breite darstellt. Dies veranschaulicht Erosion, ein Prozess, der mit der rückgängigen Küstenverlagerung des Fischlandes einschließlich der ufernahen Schorre im Einklang steht. Die Breite der Erosionszone entspricht etwa der Größenordnung der Breite der „aktiven Zone“, die rechnerisch ermittelt wurde.

Die Ergebnisse der Untersuchungen deuten darauf hin, dass sich morphologische Änderungen des Unterwasserstrandes über weite Bereiche des Küstenvorfeldes auswirken. Küstennormale Transporte und Ablagerungen sind zu erwarten, wenn die küstenparallele Komponente des Energieflusses entlang der Küste variiert, z.B. durch Fokussierung der Wellenenergie oder Änderungen in der Ausrichtung der Küste, wobei die Schorre scheinbar unbeeinflusst bleibt. Diese Beobachtungen sind von besonderer Bedeutung bei der Interpretation der Ergebnisse aus numerischen Modellen zum Sedimenttransport an der Küste, in denen häufig eine feste unveränderliche seewärtige Randtiefe angewendet wird und die Prozesse in der Natur daher nicht vollständig berücksichtigt sind.

D a n k

Die Untersuchungen wurden vom Land Mecklenburg-Vorpommern, vertreten durch das Staatliche Amt für Umwelt und Natur Rostock, im Rahmen des Projektes „Bewirtschaftung der Küste im Raum Fischland, Darss und Zingst“ als Grundlage für den Fachplan „Sturmflutschutz Fischland“ gefördert. Wir danken Herrn Dr.-Ing. Weiss und seinen Mitarbeitern in der Abt. Küste für die vielfältige Unterstützung.



- ACKERS, P. u. WHITE, W. R.: Sediment transport, new approach and analysis, Proc. ASCE, Vol. 99, HY 11, 2041-2060, 1973.
- ALW HUSUM: Fachplan Küstenschutz Sylt. Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum. 1-186 (unveröffentlicht), 1985.
- BAGNOLD, R. A.: Mechanics of marine sedimentation. The Sea, edited by M.N: Hill, 507-508, Interscience Publication, 1963.
- BIJKER, E. W.: Littoral drift as a function of waves and currents. Proc. 11th Coastal Engineering Conf., London, Vol. 1, 415-435, 1968.
- BIRKEMEIER, W. A.: Field data on seaward limit of profile change. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol. 111(3), 598-602. 1985.
- BODGE, K. R. u. KRAUS, N. C.: Critical Examination of Longshore Transport Rate Magnitude. Proceedings Coastal Sediments '91, ASCE, Vol. I, 139-155, 1991.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, Heft 41, 1-143, 1974.
- DETTE, H. H.; RAUDKIVI, A. J.; STELLJES, K. u. BITTNER, R.: Bewirtschaftung der Küste im Raum Fischland, Darß und Zingst. Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Bericht Nr. 851, 1-198, (unveröffentlicht), 1999.
- DINGLER, J. R.: The threshold of grain motion under oscillation flow in a laboratory wave channel. J. Sediment. Petrol. Vol. 49, 287-214, 1979.
- ENGELUND, F. u. HANSEN, E.: A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, 1967.
- GAYER, G.; GÜNTHER, H. u. WINKEL, N.: Wave Climatology and Extreme Value Analysis for the Baltic Sea Area off the Warnemünde Harbour Entrance. Dt. Hydrgr. Z., 47, 109-129, 1995.
- GÜNTHER, H.: Einsatzmöglichkeiten der numerischen Seegangsvorhersage. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 9, 129-144, 1996.
- HALLERMEIER, R. J.: A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate. Coastal Engineering Journal, Vol. 4, 253-277, 1981.
- KAMPHUIS, J. W.; DAVIES, M. H.; NAIRN, R. B. u. SAYAO, O. J.: Calculation of sediment transport rate. Coastal Engineering, Vol. 10, 1-22, 1986.
- KOMAR, P. D. u. MILLER, M. C.: Sediment threshold under oscillatory waves. Proceedings, 14th Coastal Engineering Conference, Copenhagen, Vol. 2, 756-775, 1974.
- KRAUS, N. C.; LARSON, M. u. KRIEBEL, D. L.: Evaluation of beach erosion and accretion predictors. ASCE Coastal Sediments '91, Vol. 1, 572-587, 1991.
- LOOSE, G.: Untersuchungen zum langfristigen Küstenlängstransport an der Westküste Sylt unter Verwendung eines energetischen Ansatzes. Studienarbeit, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig. (unveröffentlicht), 1995.
- RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics, 4th Edition, Balkema Verlag, Rotterdam, 1998.
- RAUDKIVI, A. J. u. DETTE, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 128, Jahrgang Nr. 23/24, Seite 1432-1438, 1991.
- RAUDKIVI, A. J. u. Dette, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht in der Brandungszone. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 48. Band, 232-238, Schiffahrts-Verlag „Hansa“, Hamburg, 1993.
- RIS, R. C.: Spectral modelling of wind waves in coastal areas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Eng., Report No. 97 - 4, 1-155, 1997.
- SPM: Shore Protection Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg. Miss., USA, 1973, 1977, 1984.
- STAUN ROSTOCK: Luftbildbefliegung der Fischlandküste im Jahre 1992, Archiv des STAUN ROSTOCK, 1992.
- TIEPOLT, L.: Küstenrückgang für den Bereich Graal-Müritz bis Ahrenshooper Holz, Auswertung Preußischer Messtischblätter der Jahre 1884 bis 1886 und der Topographischen Karte AV von 1983, Staatliches Amt für Umwelt und Natur, Rostock, (persönliche Kommunikation), 1998.
- THOMPSON, E. F. and HARRIS, D. L. (1972): A wave climatology for U.S. coastal waters. Proc. OFFshore Techn. Conf. 4th, Houston, Texas, USA, Vol. II, 675-688.

Wirkungsweise durchlässiger Pfahlbuhnen für den Küstenschutz

Von THOMAS TRAMPENAU u. HOCINE OUMERACI

Zusammenfassung

Durchlässige Holzpfahlbuhnen werden besonders häufig im Bereich des Küstenschutzes an den gezeitenarmen Ostseeküsten eingesetzt. Obwohl sie bereits seit dem 18. Jh. gebaut werden, kann ihre Wirkungsweise bislang noch nicht vollständig erklärt werden. Aus diesem Grund wurde ein umfangreiches Forschungsprogramm am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig initiiert. Hauptziel der vorliegenden Arbeit ist es, die hydraulische Wirkungsweise von durchlässigen und dichten Einzelbuhnen sowie von Buhnen-systemen gegenüberzustellen und aus den Ergebnissen neue Vorschläge für deren Entwurf zu entwickeln. Hierfür wurden systematische Laborexperimente in einem Wellenbecken mit fester Sohle und Naturuntersuchungen an einem Küstenabschnitt vor Warnemünde (Ostsee) durchgeführt. Die Laborexperimente beinhalten sowohl Versuche mit küstenparallelen Strömungen ohne Wellen (*Phase I*) als auch Versuche mit Brandungsströmung (*Phase II*). Durch sie werden die durch die Buhnen induzierten Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse in Abhängigkeit von der Buhndurchlässigkeit und anderen Charakteristiken der Bauwerke betrachtet. Durch die Naturuntersuchungen werden anschließend die morphologischen Veränderungen der Unterwassertopographie, die durch Buhnen verursacht werden, abgeschätzt und mit den Strömungsverhältnissen verknüpft. Sowohl die Ergebnisse aus den Labor- als auch aus den Naturuntersuchungen zeigen, dass sich die Wirkungsweise von durchlässigen und dichten Buhnen grundsätzlich voneinander unterscheidet. Verglichen mit den dichten Buhnen weisen durchlässige Buhnen generelle Vorteile hinsichtlich (i) der Wasserstandsverteilungen, (ii) der Beeinflussung der küstenparallelen Strömungen, (iii) der Ausbildung von Strömungswalzen und (iv) der Entstehung von Rippströmungen auf. Ferner wurde festgestellt, dass die Wasserstandsverhältnisse, die bislang kaum bei der funktionellen Wirkungsweise von Buhnen beachtet und untersucht wurden, eine maßgebliche Rolle spielen.

Abstract

Permeable pile groins are particularly popular along the southern part of the Baltic Sea coast. Although in use since the 18th century, the knowledge available does not yet allow to provide a definite answer to their functioning. For this purpose, an extensive research program was initiated at the Leichtweiss-Institute in Braunschweig, Germany. The main objective of this paper is to present and discuss the underlying hydraulic processes of permeable groins as compared to their impermeable counterparts, and then to suggest tentative practical recommendations for the design of permeable pile groins. For this purpose, systematic fixed-bed model tests as well as field surveys along the Baltic Coast were carried out. The laboratory investigations include tests with single groins as well as with groin systems which are first subject to a uniform long-shore current without waves (Phase I) and then to oblique waves (Phase II). The laboratory experiments are used to investigate the flow and water level conditions induced by groins as a function of the permeability and other characteristics of the groins. The field surveys rather focus on observations of morphological profile changes induced by permeable groins. These morphological changes are linked with the current conditions recorded in the laboratory. Both laboratory results and the field surveys indicate that the hydraulic functioning of permeable and impermeable groins are fundamentally different. Permeable groins show clear advantages as compared with their impermeable counterparts with respect to (i) the water level conditions in the groin fields, (ii) the changes of velocity distribution induced by groins and groin systems, (iii) the generation of large-scale flow patterns and vortices and (iv) the formation of rip-currents.

1. Einleitung	236
2. Bühnen im Küstenschutz: Hydrodynamische Grundlagen	237
2.1 Begriffsbestimmungen und Definitionen	237
2.2 Küstennahe Prozesse und Strömungen: Überblick	238
2.3 Küstennahe Prozesse mit Bühnen	241
2.4 Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Bühnen:	
Analyse des Wissensstandes	243
2.4.1 Naturuntersuchungen und praktische Erfahrungen	243
2.4.2 Modelluntersuchungen mit dichten und durchlässigen Bühnen	244
2.4.3 Schlussfolgerungen für weitere Untersuchungen	247
3. Modellexperimente mit durchlässigen und dichten Bühnen: Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsprogramm	249
4. Schlüsselergebnisse der Modellexperimente	253
4.1 Strömungen ohne Seegang	253
4.2 Seegangsinduzierte Strömungen: Brandungsströmungsversuche	258
4.2.1 Vorbemerkung	258
4.2.2 Wasserstandsverhältnisse in Bühnenfeldern	258
4.2.3 Allgemeine Strömungsmuster	261
4.2.4 Beeinflussung von küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten	262
4.2.5 Ausbildung von Ripplströmungen	265
4.2.6 Wirbelbildung an den Bühnenköpfen	265
4.3 Zusammenfassung der experimentellen Ergebnisse	266
5. Naturuntersuchungen mit durchlässigen und dichten Bühnen	268
6. Praktische Anwendbarkeit der Ergebnisse	270
7. Zusammenfassung und Ausblick	273
8. Danksagung	274
9. Schriftenverzeichnis	274

1. Einleitung

Bühnen zählen weltweit zu den ältesten und dennoch sehr umstrittenen Küstenschutzbauwerken. Sie sind mit dem Ziel entwickelt worden, erosionsgefährdete Küstenabschnitte zu schützen. Sie sollen den Küstenlängstransport an sandigen Küsten verlangsamen, Sediment am Strand zurückhalten, unter günstigen Randbedingungen den Unterwasserstrand aufhöhen und damit die Uferlinie seewärts verschieben.

Unter entwicklungspolitischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten kann Erosion nur in solchen Gebieten hingenommen werden, in denen das Land keiner direkten Nutzung unterliegt. In dicht besiedelten Küstenregionen versucht der Mensch daher Erosionserscheinungen zu steuern bzw. positiv zu beeinflussen. Die sich auf dem Vorstrand abspielenden Prozesse unterliegen zeitlichen und räumlichen Veränderungen. Sie sind äußerst komplex und eng miteinander verknüpft. Dies macht deutlich, warum deren Erforschung zu den schwierigsten Aufgaben des Küsteningenieurwesens zählt.

Folgende praxisrelevante Fragestellungen, die mit dem Bühnenbau an sandigen Brandungsküsten eng verknüpft sind, sind von Bedeutung: (i) *funktionale und konstruktive Planung von Bühnen*, (ii) *Beeinflussung der hydro- und morphodynamischen Wechselwirkungen an einem Küstenabschnitt mit Bühnen* und (iii) *wirtschaftliche Gesichtspunkte eines baulichen Eingriffs*.

Die Wirkungsweise von Bühnen sowie die komplexen hydro- und morphodynamischen Wechselwirkungen mit dem Bauwerk können nach dem derzeitigen Kenntnisstand noch nicht vollständig erklärt werden. Bis heute ist es nicht gelungen, zuverlässige physikalische

Grundlagen für einheitliche und allgemeingültige Bemessungsrichtlinien für die Planung und den Entwurf von Buhnen zu entwickeln.

Buhnen bzw. Buhnensysteme haben sich an vielen Küstenabschnitten gut bewährt. An anderen Stellen waren sie dagegen nur wenig wirksam bzw. verursachten sogar Schäden (z.B. durch Lee-Erosion). Das Hauptproblem bei der Buhnenanwendung liegt in der Unsicherheit der vorausschauenden Beurteilung ihrer Wirkung aufgrund der mangelnden Kenntnis der küstennahen Prozesse, in die die Buhnen eingreifen.

Allein an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns sind rd. 900 Buhnen installiert und stellen ein erhebliches Investitionsgut dar. Die Forderung, den Wirkmechanismus von Buhnen zu kennen und zu erforschen, ergibt sich aus der Notwendigkeit, neue Bauwerke zu planen sowie aus dem Sanierungsbedarf bereits bestehender Buhnensysteme.

Auf der Grundlage von hydraulischen Modellexperimenten mit fester Sohle, die die systematische und gezielte Untersuchung einzelner Einflussgrößen erlaubt, wird eine Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit der Bauwerke vorgenommen. Besondere Aufmerksamkeit wird der Beeinflussung der küstenparallelen Brandungsströmung land- und seewärts der Buhnenstreichlinie, der Ausbildung von Rippströmungen und der Lee-Erosion gewidmet. Die Laboruntersuchungen wurden bewusst eng an bestehende Naturverhältnisse gekoppelt, um die Übertragbarkeit der erzielten Modellergebnisse zu unterstützen und eine Abschätzung der morphologischen Reaktionen durch die Naturuntersuchungen zu ermöglichen.

Der nachfolgende Beitrag soll vor allem zum besseren Verständnis der funktionellen Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Buhnen an Küsten mit geringem Gezeiten Einfluss beitragen. Neben den Strömungsverhältnissen und den dadurch induzierten morphologischen Wechselwirkungen in Buhnensystemen liegt ein weiterer Schwerpunkt auf der ingenieurpraktischen Anwendbarkeit der Ergebnisse. Detaillierte Ergebnisse, die die Grundlage dieser Arbeit bilden, sind bei TRAMPENAU (2000) dokumentiert.

2. Buhnen im Küstenschutz: Hydrodynamische Grundlagen

2.1 Begriffsbestimmungen und Definitionen

Buhnen im Küsteningenieurwesen sind damm- oder wandartige Bauwerke, die i.d.R. normal zur Küstenlinie angeordnet sind und dem Schutz von Stränden, Vorländern, Längswerken und Fußsicherungen dienen. Bei der Untersuchung der funktionellen Wirkungsweise von Buhnen müssen grundsätzlich zwei Arten unterschieden werden: (i) *Strombuhnen* und (ii) *Strandbuhnen*.

Strombuhnen sollen Uferabschnitte mit oder ohne Verbindung zu Längswerken gegen Erosion durch starke Strömungen schützen. Sie werden auch an Tideküsten zum Schutz von Inselköpfen eingesetzt und sind als undurchlässige Bauwerke ausgeführt. Die Wirkungsweise von *Strandbuhnen* besteht darin, dass sie bei schrägem Wellenangriff ein Hindernis für die küstenparallele Strömung und damit auch für den küstenparallelen Sedimenttransport darstellen. Strandbuhnen haben die Aufgabe, einen möglichst breiten und hohen Strand zu akkumulieren bzw. ihn zu erhalten. Auf diese Weise sollen die einlaufenden Wellen, als Folge der geringen Wassertiefen des Vorstrandes, frühzeitig brechen, wodurch die mitgeführte Wellenenergie möglichst weit entfernt von der Uferlinie dissipiert wird.

Im Allgemeinen werden Pfahlbuhnen aus einzelnen, senkrecht zur Küstenlinie, in den Seegrund gerammten Holzpfählen hergestellt. Durch einen zuvor bestimmten Abstand die-

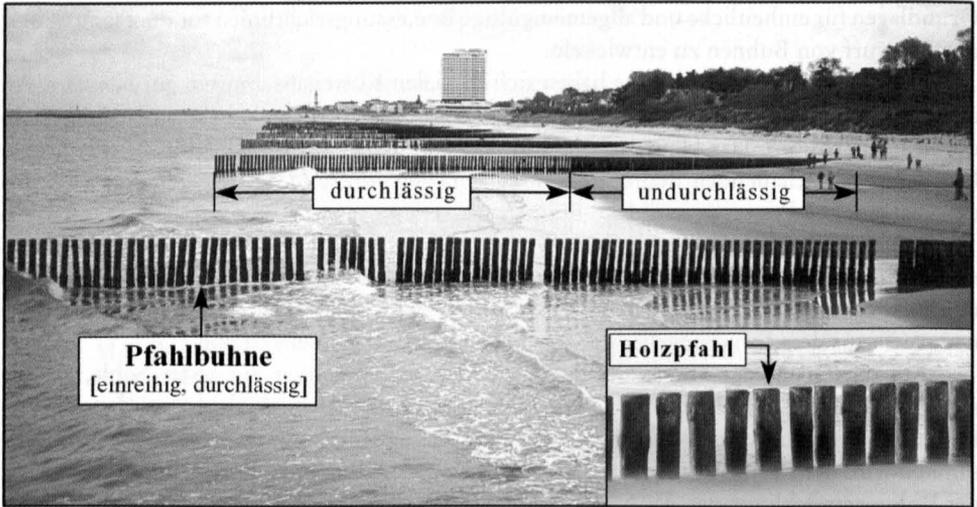


Abb. 1: Durchlässiges Buhnensystem im Untersuchungsgebiet Warnemünde/West (Ostsee) bei Niedrigwasser hervorgerufen durch ablandigen Wind

ser Pfähle untereinander kann die Buhndurchlässigkeit angepasst werden, so dass sie als dichte bzw. durchlässige oder sogar als eine Kombination beider Durchlässigkeiten vorkommen können (Abb. 1).

Die wichtigsten Buhnenparameter und Bezeichnungen, die im Folgenden verwendet werden, sind in Abb. 2 dargestellt.

2.2 Küstennahe Prozesse und Strömungen: Überblick

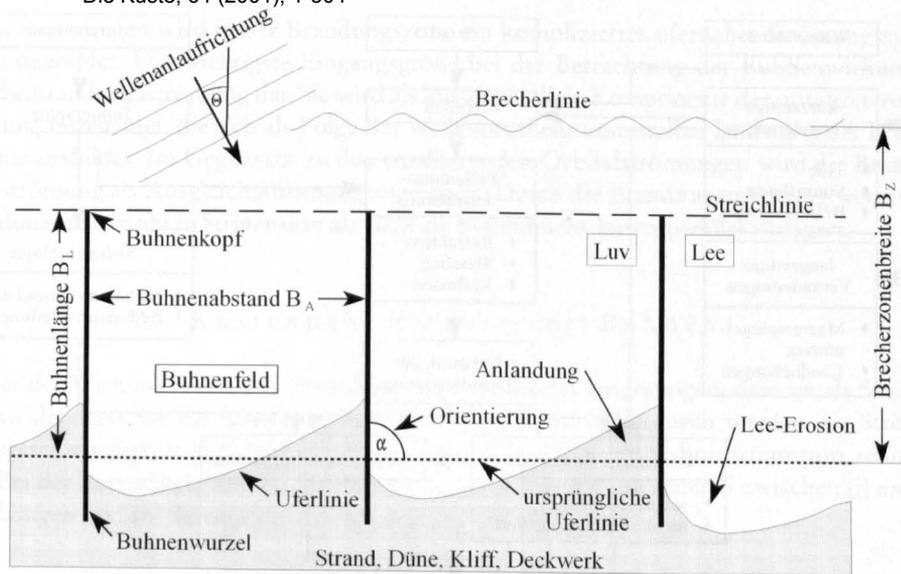
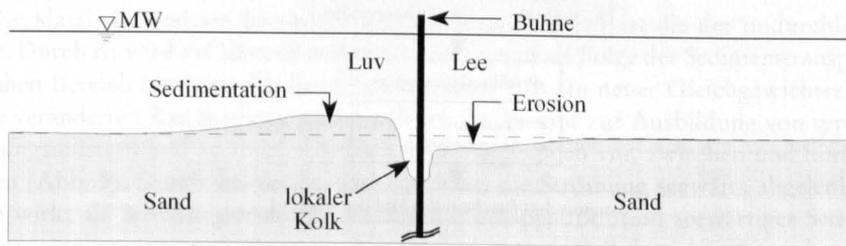
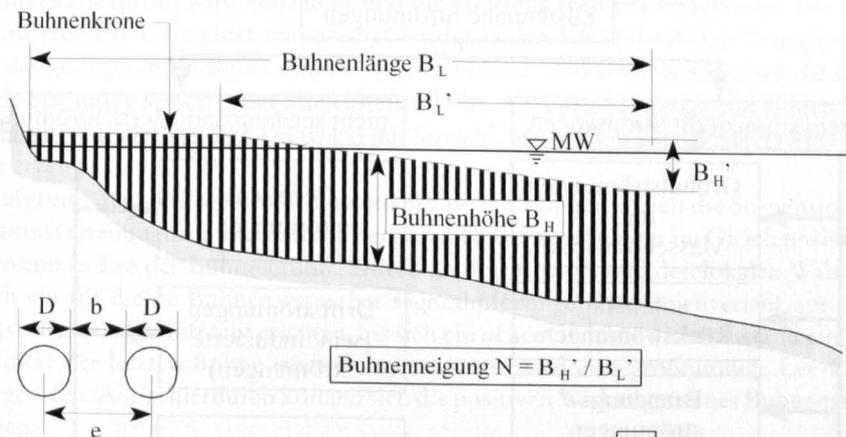
Die Vorgänge auf dem Vorstrand sind nur unter Einbeziehung der hydrodynamischen, sedimentologischen und morphodynamischen Einflussgrößen vollständig zu erfassen. Auch wenn es gelingt, einzelne Einflussfaktoren positiv im Sinne des Küstenschutzes zu beeinflussen, so ist in der Natur niemals eine Einflussgröße allein für die Sedimenttransportprozesse verantwortlich. Erst die Gesamtheit der Einflussfaktoren und deren komplexe Wechselbeziehungen prägen die Morphologie einer Küste. Die morphologischen Umlagerungen stellen somit einen reaktiven Summenparameter verschiedenster Einflussgrößen dar (Abb. 3).

Die sich fortlaufend ändernden hydrodynamischen Randbedingungen, wie z.B. Tide und Seegang, bewirken Veränderungen der lokalen Morphologie. Dabei stehen die einwirkenden Kräfte und die morphologischen Prozesse in komplexen Wechselbeziehungen und bilden bei annähernd konstanten Verhältnissen ein dynamisches Gleichgewicht.

Die küstennahen Strömungen stellen eine wichtige Eingangsgröße bei der Ermittlung des Sedimenthaushaltes eines Küstenabschnittes dar. Sie können, je nach deren Ursache und Wirkung, in zwei Gruppen eingeteilt werden:

- (i) *seegangsinduzierte Strömungen* und
- (ii) *nicht seegangsinduzierte Strömungen* (Abb. 4).

Die nicht seegangsinduzierten Strömungen spielen, aufgrund der vergleichsweise geringen Strömungsgeschwindigkeiten, nur eine untergeordnete Rolle. Durch die seegangsindu-

**a Grundriß****b Querschnitt****c Längsschnitt**

Durchlässigkeit (P)

$$P = b / e = b / (D + b)$$

Abb. 2: Bezeichnungen und Definitionen im Bühnensystem (schematisch)

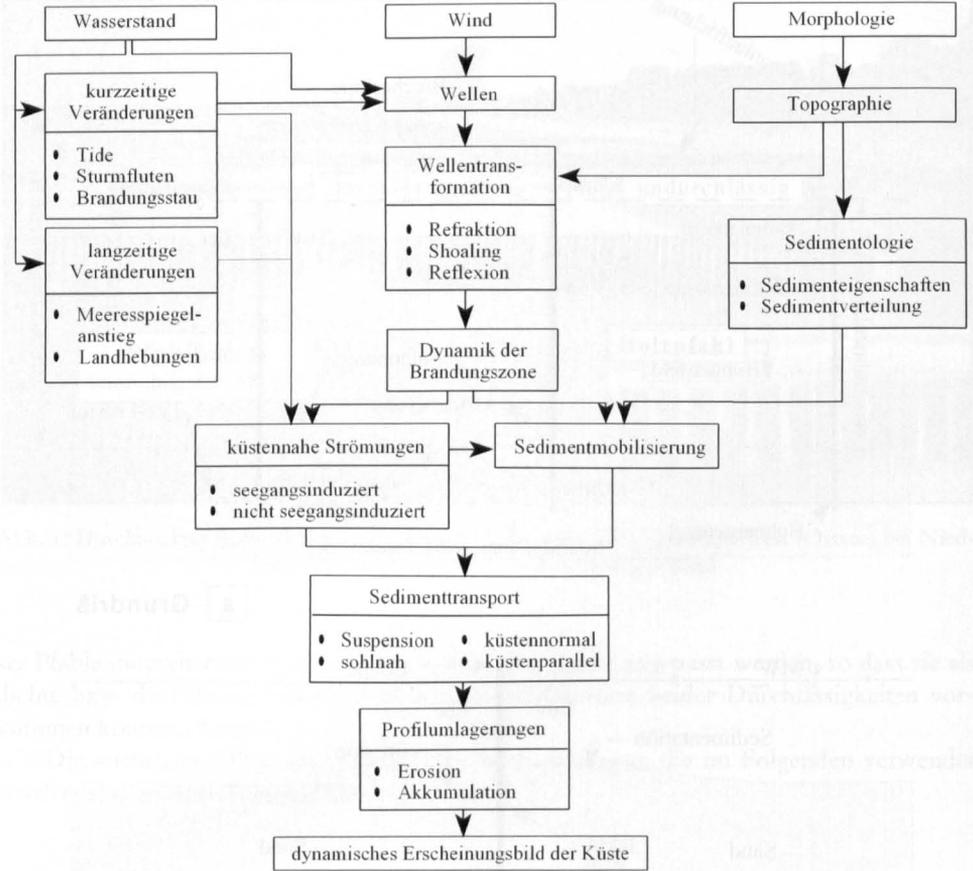


Abb. 3: Einflussfaktoren und deren Wechselbeziehungen bei der Küstenentwicklung

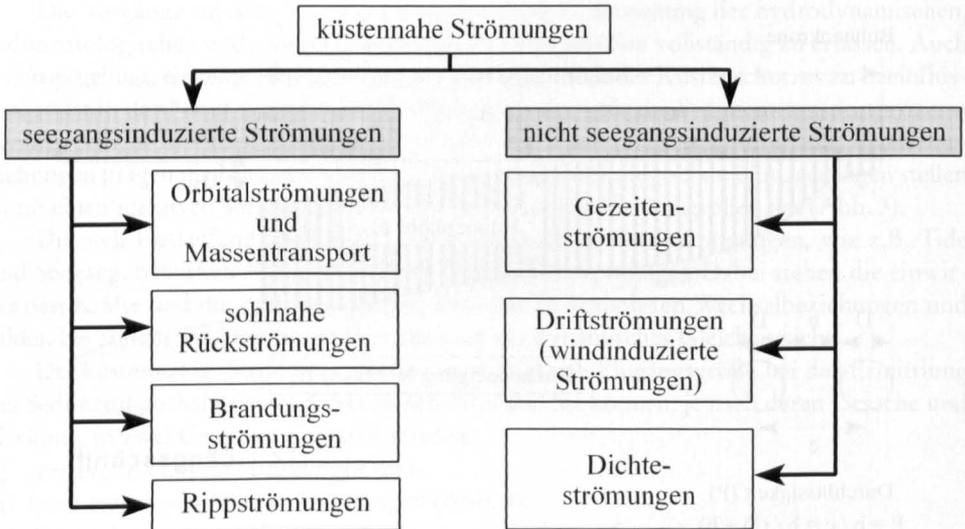


Abb. 4: Einteilung von küstennahen Strömungen nach deren Ursache

zierten Strömungen wird in der Brandungszone ein kompliziertes ufernahes Strömungssystem ausgebildet. Die wichtigste Eingangsgröße bei der Betrachtung der Bühnenwirkung stellt die Brandungsströmung dar. Sie wird als küstenparallele Komponente der instationären Strömung bezeichnet, die sich als Folge des Wellenbrechens unmittelbar landwärts der Brecherlinie ausbildet. Im Gegensatz zu den oszillierenden Orbitalströmungen wird die Brandungsströmung als Ausgleichsströmung angesehen. Durch die Brandungsströmung werden die Sedimente sowohl in Suspension als auch als Bodenfracht küstenparallel verlagert.

2.3 Küstennahe Prozesse mit Bühnen

Bei der Wirkungsweise von Strandbühnen wird davon ausgegangen, dass sie als Strömungswiderstand für die küstenparallele Strömung dienen. Hierdurch werden die Strömungsgeschwindigkeit und dementsprechend der küstenparallele Sedimenttransport reduziert. Bei der Betrachtung der Wirkungsweise dieser Bühnen muss generell zwischen (i) *undurchlässigen* und (ii) *durchlässigen Bühnen* unterschieden werden.

(i) undurchlässige Bühnen

Die klassische und am häufigsten angewendete Bauweise ist die der undurchlässigen Bühne. Durch sie wird die küstenparallele Strömung und als Folge der Sedimenttransport im ufernahen Bereich blockiert. Dadurch bedingt muss sich ein neuer Gleichgewichtszustand für die veränderten Randbedingungen einstellen. Es kommt zur Ausbildung von typischen Strömungsmustern und zu morphologischen Umlagerungen vor, zwischen und hinter den Bühnen (Abb. 5). Durch das dichte Bauwerk wird die Strömung seewärts abgelenkt. Die Bühne wirkt als Strömungsleitwand, wodurch ein Rippstrom und seewärtiger Sedimenttransport erzeugt werden. Entlang der Bühnenflanken und am Bühnenkopf entstehen lokale Kolke.

Ein Teil der in Suspension befindlichen Sedimente wird auf der Luv-Seite abgelagert. Das Unterwasserprofil wird aufgehöhht und die Uferlinie seewärts verschoben. Der andere Teil wird seewärts verfrachtet und gelangt wieder in den küstenparallelen Transport. Aufgrund des geringeren Fließquerschnittes zwischen Ufer- und Brecherlinie wird die küstenparallele Strömung seewärts der Streichlinie erhöht. Als Folge der ungleichmäßigen Verteilung der Strömungen see- und landwärts der Streichlinie wird ein kompliziertes Strömungsmuster erzeugt.

Aufgrund der abgelagerten Sedimente in Luv der Bühnen stehen die Suspensionskonzentrationsverteilungen und die mobilisierenden Kräften nicht mehr im Gleichgewicht, was zur Erosion in Lee der Bühnen führt. Durch die Rippströme und den lokalen Walzen bildet sich ein für dichte Bühnen typischer sägezahnförmiger Uferlinienverlauf aus. Dieser Prozess wird solange aufrecht erhalten, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand eingestellt hat. Hinter der letzten Bühne eines Bühnensystems wird eine großräumige Lee-Erosion hervorgerufen. Allein hierdurch können sich die positiven Wirkungen eines Bühnensystems aufheben.

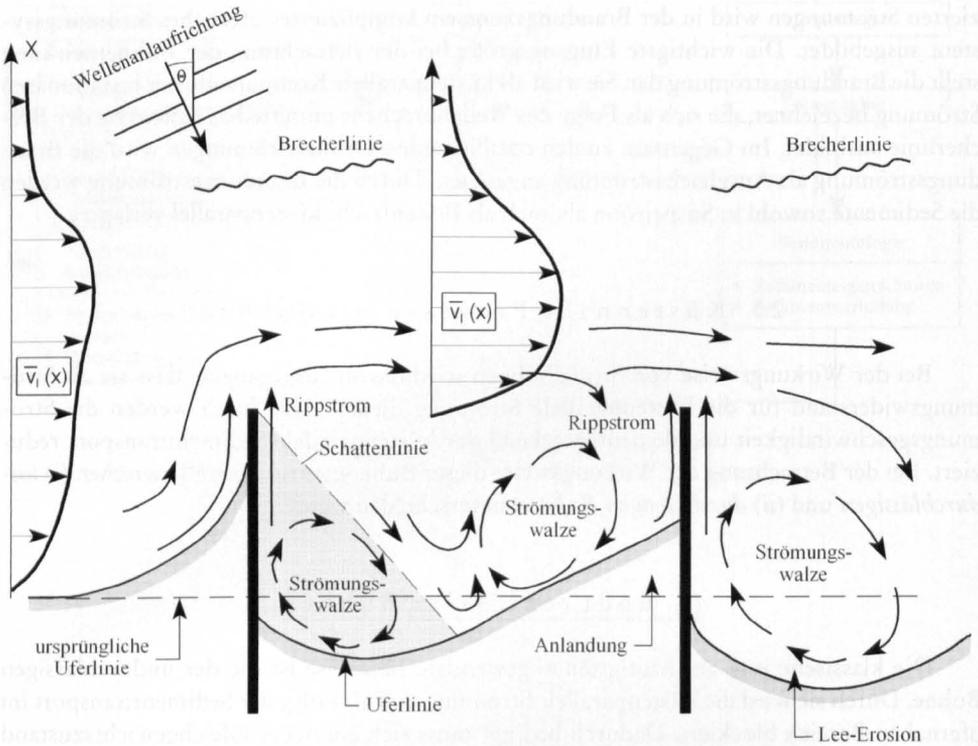


Abb. 5: Strömungsverhältnisse und Uferlinienverlauf in einem Buhnenfeld mit undurchlässigen Buhnen (schematisch)

(ii) durchlässige Buhnen

Im Gegensatz dazu versprechen durchlässige Buhnen erhebliche Vorteile (Abb. 6):

- (i) Aufgrund der Durchlässigkeit wird ein gewisser Anteil an küstenparalleler Strömung und damit Sedimenttransport zugelassen. Hierdurch wird das Verhältnis zwischen der Suspensionskonzentrationsverteilung und den erosiven Kräften in Lee der Buhnen wesentlich verbessert.
- (ii) Als Folge der küstenparallelen Strömung im Buhnenfeld können Strömungswalzen und Rippströme vermieden werden.
- (iii) Wasserspiegelunterschiede bzw. Gefälleströmungen im Buhnenfeld werden reduziert.
- (iv) Die Strömungsgeschwindigkeiten seewärts der Streichlinie werden sich nicht in dem Maße erhöhen wie bei dichten Buhnen.
- (v) Kolke an den Buhnenflanken und im Bereich der Buhnenköpfe werden reduziert.
- (vi) Reflexions- und Diffraktionseffekte am Bauwerk werden erheblich reduziert.
- (vii) Aufgrund der günstigeren Strömungsverhältnisse im Buhnenfeld wird das Unterwasserprofil aufgebaut; die Wellen brechen frühzeitiger, und die Wellenenergie wird weiter seewärts von der Uferlinie dissipiert.
- (viii) Die Uferlinie wird sich linear zwischen den Buhnen ausbilden, wodurch das Landschaftsbild in seiner ursprünglichen Form erhalten bleibt.
- (ix) Durchlässige Buhnen sind kostengünstiger in ihrer Herstellung verglichen mit dichten Buhnen.

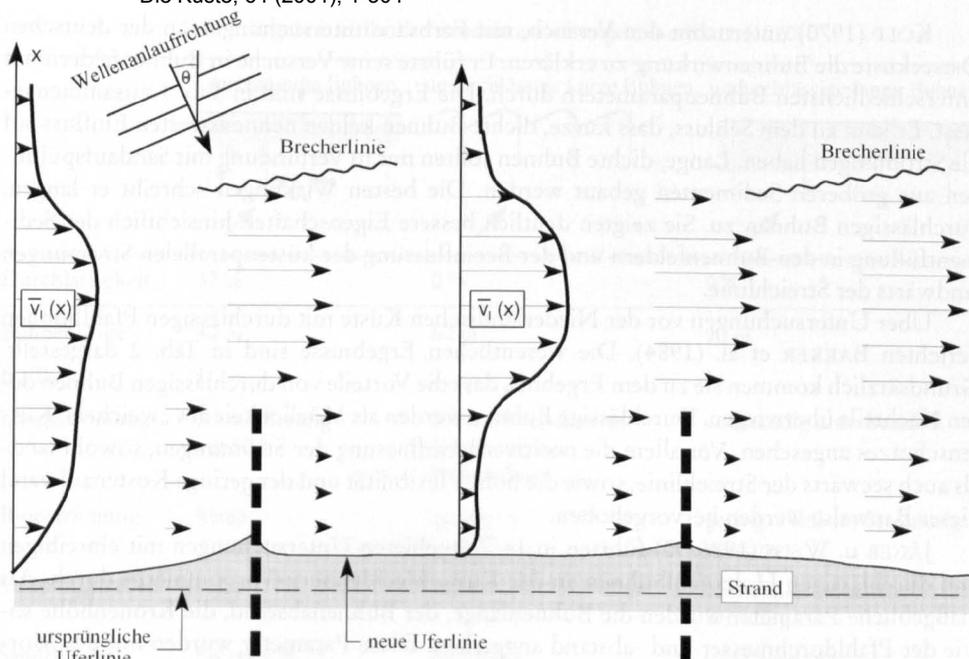


Abb. 6: Strömungsverhältnisse und Uferlinienverlauf in einem Bühnenfeld mit durchlässigen Bühnen (schematisch)

2.4 Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Bühnen: Analyse des Wissensstandes

2.4.1 Naturuntersuchungen und praktische Erfahrungen

Bühnen wurden als erstes im Flussbau zur Stromregulierung mit guten Erfolgen eingesetzt. Ihr Wirkungsmechanismus wurde ohne entsprechende Anpassungen auf Küstengebiete übertragen. Aufgrund der erheblich komplexeren hydrodynamischen Verhältnisse im küstennahen Bereich führte diese Vorgehensweise jedoch nicht zum gewünschten Erfolg. Bis zur Jahrhundertwende wurde versucht, allein durch Naturbeobachtungen die Ursachen und Wirkungen der Küstenveränderungen durch Bühnen zu erklären. Zu Beginn des 20. Jh. wurde dazu übergegangen, sich systematischer mit Bühnen auseinander zu setzen. Grundlegende Probleme, wie die Sandverfügbarkeit, die Sedimenttransportprozesse, der Einfluss von Wellen, Sturmfluten und von Bauwerksparametern, wurden erkannt und formuliert. Der Erfolg von Bühnen wurde im Wesentlichen aus deren Standsicherheit und Lebensdauer abgeleitet.

Durch eine sich vergrößernde Anzahl von Untersuchungen über die Küstenmorphologie nach 1940 wuchs das Verständnis für die sich auf dem Vorstrand abspielenden Prozesse erheblich. Der größte Mangel bei der Anwendung von Bühnen lag allerdings in der Übertragung der Wirkungsweise auf andere Küstenabschnitte und dem Versuch der Entwicklung eines universellen Küstenschutzbauwerkes, mit dem es möglich sein sollte, an jeder Küste gleich gute Ergebnisse zu erzielen. Aus den Erfahrungen der vergangenen Jahrzehnte wurde immer deutlicher, dass die Bühnenproblematik nicht als ein abgeschlossenes Teilgebiet der Küstenforschung betrachtet werden durfte.

KOLP (1970) unternahm den Versuch, mit Farbsanduntersuchungen an der deutschen Ostseeküste die Bühnenwirkung zu erklären. Er führte seine Versuche in Bühnenfeldern mit unterschiedlichsten Bühnenparametern durch. Die Ergebnisse sind in Tab. 1 zusammengefasst. Er kam zu dem Schluss, dass kurze, dichte Bühnen keinen nennenswerten Einfluss auf die Strömungen haben. Lange, dichte Bühnen sollten nur in Verbindung mit Sandaufspülungen aus größeren Sedimenten gebaut werden. Die besten Wirkungen schreibt er langen, durchlässigen Bühnen zu. Sie zeigten deutlich bessere Eigenschaften hinsichtlich der Sedimentfüllung in den Bühnenfeldern und der Beeinflussung der küstenparallelen Strömungen landwärts der Streichlinie.

Über Untersuchungen vor der Niederländischen Küste mit durchlässigen Pfahlbühnen berichten BAKKER et al. (1984). Die wesentlichen Ergebnisse sind in Tab. 2 dargestellt. Grundsätzlich kommen sie zu dem Ergebnis, dass die Vorteile von durchlässigen Bühnen deren Nachteile überwiegen. Durchlässige Bühnen werden als Möglichkeit des „weichen“ Küstenschutzes angesehen. Vor allem die positive Beeinflussung der Strömungen, sowohl land- als auch seewärts der Streichlinie, sowie die hohe Flexibilität und der geringe Kostenaufwand dieser Bauweise werden hervorgehoben.

JÄGER u. WEISS (1986/90) führten in 14 Testgebieten Untersuchungen mit einreihigen und durchlässigen Holzpfahlbühnen an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns durch. Als maßgebliche Parameter wurden die Bühnenlänge, der Bühnenabstand, die Kronenhöhe sowie der Pfahldurchmesser und -abstand angesehen. Diese Parameter wurden mit der Morphologie und der Wellenbelastung in Beziehung gesetzt. Aus den Ergebnissen entwickelte WEISS (1991) Empfehlungen für den Entwurf dieses Bühnentyps, die auch heute noch als Bemessungsgrundlage dienen (EAK, 1993).

Sie kommen zu dem Ergebnis, dass Bühnen den Rückgang der Küste nicht dauerhaft verhindern können, wohl aber an Küsten mit durchschnittlich negativer Sandbilanz Erfolge in der Uferlinienstabilität nachweisbar sind. Danach besteht ein Bühnensystem aus einem relativ dichten Zentrum und aus den im Einfluss schrittweise zurücktretenden Abschlüssen an den Rändern. Es wird vorgeschlagen, eine gestaffelte Durchlässigkeitserweiterung der Bühnen bzw. eine Erhöhung der Bühnenabstände an den Rändern vorzusehen, wodurch die Lee-Erosion vermieden werden soll.

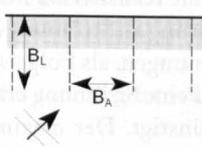
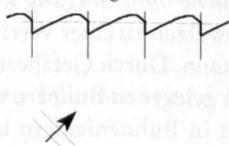
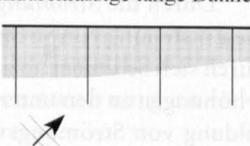
Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass noch erhebliche Unsicherheiten bei der Beurteilung der Bühnenwirkung, wie z.B. die große Variation von Konstruktionsparametern (Bühnenlänge, Bühnenabstand, Kronenhöhe und Durchlässigkeit) herrschen. Die Naturuntersuchungen lassen aber erkennen, dass durchlässige Bühnen generelle Vorteile hinsichtlich der Strömungsbeeinflussung, der Kolkbildung und der Lee-Erosion aufweisen. Es zeigt sich, dass die Schwierigkeiten bei der Planung von Bühnen eindeutig im funktionellen und weniger im konstruktiven Bereich liegen.

2.4.2 Modelluntersuchungen mit dichten und durchlässigen Bühnen

Mit der Erforschung der Wirkungsweise von Bühnen durch Laborexperimente wurde Anfang des 20. Jh. begonnen. Der Schwerpunkt lag vor allem auf der Untersuchung von dichten Bühnen.

Obwohl die Grundlagenuntersuchungen von KRESSNER (1928) mit beweglicher Sohle durchgeführt wurden und deshalb vielen Vereinfachungen unterliegen, zeichnen sich seine Ergebnisse durch ein erstaunliches Verständnis für die küstennahen Prozesse aus. Insbeson-

Tab. 1: Ergebnisse der Farbsanduntersuchungen von KOLP (1970)

	durchlässige Buhnen	undurchlässige kurze Buhnen	undurchlässige lange Buhnen
			
Durchlässigkeit	37 %	0 %	0 %
Buhnenlänge	40 m	60 m	90 m
B_A/B_L	1	2	1
Längsströmung	Abminderung auf 50 %	keine Abminderung Erhöhung vor Buhnenkopf	vollständig unterbunden
Rippströmung	keine	gering	gering – Teil des Strömungssystems
Strömungszellen	keine	keine	vorhanden – positive Wirkung
Sandfüllung	bis etwa $B_L/2$ günstig	nachteilig – Neigung zur Vergrößerung der Sedimente	ungleichmäßig – zur Buhnensystemmitte hin abnehmend
Uferlinienverlauf	linear	sägezahnförmig	linear
Lee-Erosion	keine Angaben	keine Angaben	vorhanden
Beurteilung	gute Wirkung	schlechte Wirkung	gute Wirkung in Verbindung mit Sandaufspülungen

Tab. 2: Ergebnisse von Naturuntersuchungen mit durchlässigen Buhnen an der Niederländischen Küste (BAKKER et al., 1984)

Vorteile	Nachteile	Gegenmaßnahmen
<ul style="list-style-type: none"> Abminderung der Küstenlängsströmung gleichmäßigere Geschwindigkeitsverteilung über dem Profil weniger Turbulenz im Bereich der Buhnenköpfe flexible Konstruktion; schnelle Anpassung an sich verändernde Randbedingungen im Profil kontinuierlicher Uferlinienverlauf geringe Kosten 	<ul style="list-style-type: none"> Auswaschen der Pfähle im Bereich der Buhnenköpfe Umspülung der Buhnenwurzel am Dünenfuß Ausbildung von Rippströmungen Abminderung der Durchlässigkeit durch Muscheln im seewärtigen Bereich; dadurch Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten im inneren Bereich 	<ul style="list-style-type: none"> sorgfältige Analyse von morphologischen Veränderungen ausreichende Einbindung der Buhnenwurzel in den Strand regelmäßige Entfernung von Muschelbewuchs Beachtung der Lee-Erosion Beachtung von Prielin in der Nähe von Buhnen

dere die Erkenntnis, dass sich die Wirkungsweisen von Buhnen bei Strömungsversuchen mit und ohne Seegang grundsätzlich voneinander unterscheiden, ist bemerkenswert.

Durch die *Strömungsversuche ohne Seegang* kommt KRESSNER zu dem Ergebnis, dass die Entstehung von Strömungswalzen zu einer Verringerung an Strömungsenergie führt, wodurch sich Sediment ablagern kann. Durch Gefälleströmungen, als Folge von Wasserspiegelerhöhungen an den unterstrom gelegenen Buhnen, wird eine Strömung erzeugt, die die Ausbildung von Strömungswalzen in Buhnenfeldern begünstigt. Der maximal zulässige Buhnenabstand wird mit $B_{A(\max)} = 5 B_L$ angegeben (Abb. 7).

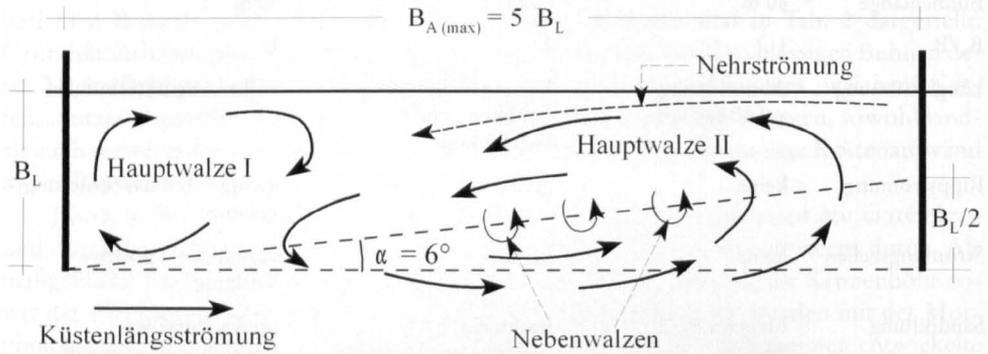


Abb. 7: Strömungsbild erzeugt durch Strömungen ohne Seegang nach KRESSNER (1928)

Die Strömungsverhältnisse bei den *Versuchen mit Seegang* waren erheblich komplizierter. Vor allem die durch die unterstrom gelegenen Buhnen hervorgerufenen Wasserspiegelveränderungen machte KRESSNER hierfür verantwortlich. Durch sie wurden die Strömungswalzen bedeutend verstärkt. Dieses Ergebnis ist besonders bemerkenswert, da in der Folgezeit den Wasserstandsverhältnissen in Buhnenfeldern keine Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Den optimalen Buhnenabstand gibt KRESSNER mit dem 2 bis 3-fachen der Buhnenlänge an. Trotz vieler Vereinfachungen, Modell- und Maßstabeffekten sind die Ergebnisse der Grundlagenuntersuchungen von KRESSNER qualitativ sehr wertvoll.

FLEMING (1990) ist es gelungen, gesicherte Aussagen über die Beeinflussung der Brandungsströmung durch hohe und getauchte Buhnen für die Bereiche land- und seewärts der Streichlinie zu erarbeiten. Er kommt zu dem Schluss, dass durchlässige Buhnen grundsätzliche Vorteile gegenüber dichten Buhnen besitzen. Als übergeordnete Ergebnisse mit dichten Buhnen wurden eindeutig (i) die *Ausbildung von Strömungswalzen landwärts der Streichlinie*, (ii) eine *Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten seewärts der Streichlinie*, (iii) die *Entstehung von Rippströmungen in Luv der Buhnen*, (iv) die *Ausbildung von Kolken an den Buhnenköpfen* und (v) die *Lee-Erosion* nachgewiesen.

Die Untersuchungen von BAKKER et al. (1984) stellen den wichtigsten Beitrag zur Erforschung der Wirksamkeit von durchlässigen Buhnen dar. Sie heben sich vor allem durch eine sehr gute Systematik von den bisherigen Untersuchungen ab. Sie gingen von der Vorstellung aus, dass im Vergleich zu dichten Buhnen, die die gesamte Küstenlängsströmung vom Strand fern halten und damit den Sedimenttransport verhindern, durchlässige Buhnen lediglich als Dämpfungsmaßnahme wirken.

Sie konnten nachweisen, dass durchlässige Buhnen vor allem hinsichtlich (i) der *Beeinflussung der küstenparallelen Strömungen land- und seewärts der Streichlinie*, (ii) der *Redu-*

zierung von Rippströmungen in Luv der Buhnen, (iii) einer Abminderung der Kolke im Bereich der Buhnenköpfe und (iv) der Reduzierung der Lee-Erosion deutliche Vorteile gegenüber dichten Buhnen aufweisen.

2.4.3 Schlussfolgerungen für weitere Untersuchungen

Durch die Laborexperimente wurde eine Vielzahl von Einzelparametern untersucht. Grundlegende Zusammenhänge in Bezug auf die Buhnenlänge, den Buhnenabstand, die Buhnenorientierung zur Uferlinie, die Durchlässigkeit, die Strandneigung und die Strömungsvorgänge in Buhnenfeldern wurden qualitativ ermittelt. Eine Verifikation durch entsprechende Naturuntersuchungen blieb jedoch aus. Des Weiteren litten die Laborexperimente in der Vergangenheit unter mangelnder Systematik.

Trotz aller Mängel haben die bisherigen Untersuchungen gezeigt, dass durchlässige Buhnen Vorteile gegenüber dichten Buhnen aufweisen. Sie können wie folgt zusammengefasst werden: (i) verbesserte Auswirkung auf die küstenparallelen Strömungen land- und seewärts der Streichlinie, (ii) die Reduzierung von Rippströmen in Luv der Buhnen, (iii) die Abminderung der Kolke im Bereich der Buhnenköpfe, (iv) die Reduzierung der Lee-Erosion und (v) die geringeren Kosten beim Buhnenbau. Hieraus abgeleitet ergeben sich folgende praxisrelevante Fragestellungen für weitere Untersuchungen:

- (i) Erarbeitung von Strömungsmustern in Abhängigkeit von der Buhnendurchlässigkeit für die Beurteilung der großräumigen Strömungsverhältnisse.
- (ii) Ermittlung eines funktionalen Zusammenhanges zwischen der Buhnendurchlässigkeit und der Strömungsreduktion land- und seewärts der Streichlinie.
- (iii) Ermittlung eines funktionalen Zusammenhanges zwischen der Buhnendurchlässigkeit und der Entstehung von Rippströmungen.
- (iv) Untersuchungen zur Entstehung von lokalen Wirbeln im unmittelbaren Einflussbereich der Buhnenköpfe hinsichtlich der Ausbildung von Kolken.
- (v) Untersuchungen zum Einfluss von Wasserstandsunterschieden auf das Strömungsgeschehen in Buhnenfeldern in Abhängigkeit von der Buhnendurchlässigkeit.

Um die Unterschiede bei der hydraulischen Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Buhnen besser verstehen zu können, sollte sich bei weiteren Forschungsarbeiten vor allem auf die systematische Untersuchung der Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse in Buhnenfeldern konzentriert werden. Dies wird auch dazu führen eine Grenze der Buhnendurchlässigkeit zu ermitteln, ab der das Bauwerk in hydraulischer Hinsicht als dicht oder als durchlässig zu beurteilen ist.

Die Laborexperimente von KRESSNER (1928) und FLEMING (1990) haben gezeigt, dass es, aufgrund der vielen Modell- und Maßstabeffekte, von Vorteil ist, die Versuche mit fester Sohle durchzuführen. Nach derzeitigem Kenntnisstand ist es im Labor nicht möglich, eine dreidimensionale Nachbildung aller Sedimenttransportvorgänge und die quantitative Übertragung der Ergebnisse auf die Natur vorzunehmen (KAMPHUIS, 1975).

Hauptziel der nachfolgenden Betrachtungen ist es, das Verständnis für die an sandigen und mit durchlässigen Buhnen geschützten Küstenabschnitten ablaufenden Prozesse weiter zu verbessern. Hierfür ist es notwendig, eine streng systematische Erforschung einiger weniger Parameter vorzunehmen, wobei sowohl der Zustand einer unverbauten Küste (als Referenzzustand) als auch der Zustand mit dichten Buhnen unbedingt in die Untersuchungen mit einzubeziehen sind. Der Schwerpunkt bei den Modellversuchen liegt auf den Strömungsprozessen, die als Transportmechanismus letztendlich die Ursache für die langfristi-

gen morphologischen Umlagerungen darstellen. Hierzu werden zunächst Einzelprozesse untersucht, um anschließend deren Einfluss auf das Gesamtgeschehen beurteilen zu können.

Durch die Erarbeitung charakteristischer Strömungsmuster für einzelne Buhndurchlässigkeiten werden die Strömungsprozesse in Buhnenfeldern bzw. am Abschluss eines Buhnensystems (Lee-Erosion) untersucht und das großräumige Strömungsverhalten in Buhnenfeldern beurteilt. Hieraus können dann Rückschlüsse auf morphologische Veränderungen gezogen werden.

Im Bereich der Buhnenköpfe, an der Grenzschicht zwischen hohen und niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten, bilden sich kleinräumige Wirbel mit zum Teil hohen Strömungsgeschwindigkeiten aus. Die Wirbel haben einen erheblichen Einfluss auf den Prozess der Sedimentmobilisierung und der Kolkbildung im Bereich der Buhnenköpfe. Deren Entstehung und räumliche Ausdehnung sind nur unzureichend bekannt.

Rippströmungen können unter bestimmten Randbedingungen das Durchströmen von Buhnenfeldern blockieren, obwohl das Bauwerk eine gewisse Durchlässigkeit aufweist. Der Zusammenhang zwischen der Buhndurchlässigkeit und der Ausbildung von Rippströmungen ist noch weitgehend unbekannt. Auch Wasserstandsveränderungen in Buhnenfeldern, die Gefälleströmungen hervorrufen, können einen maßgeblichen Einfluss auf das Strömungsregime in Buhnenfeldern haben und müssen als antreibende Kräfte für Strömungen angesehen werden. Die Vorgehensweise bei den nachfolgenden Laborexperimenten ist in Abb. 8 dargestellt.

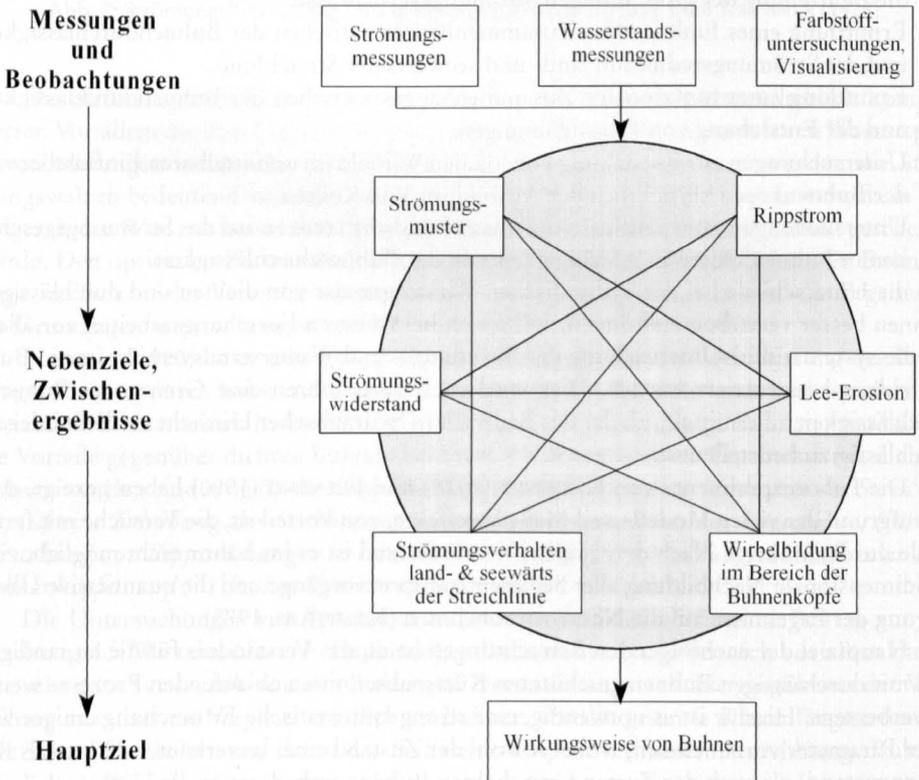


Abb. 8: Vorgehensweise bei der Datenanalyse, Haupt- u. Nebenziele sowie Wechselwirkungen einzelner Teilprozesse bei Modelluntersuchungen mit Strömungen und fester Sohle

3. Modellexperimente mit durchlässigen und dichten Bühnen: Versuchsaufbau, Messtechnik und Versuchsprogramm

Die nachfolgend auszugsweise wiedergegebenen Modelluntersuchungen sind in Eigenfinanzierung des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt worden. Hauptziel der Untersuchungen war die Schaffung wissenschaftlicher Grundlagen für die Entwicklung von Empfehlungen für die Planung und den Bau durchlässiger, einreihiger Holzpfahlbühnen für Küstenabschnitte mit geringem Gezeiteinfluss.

Unter Anwendung von hydraulischen Laborexperimenten mit fester Sohle wurden charakteristische Strömungsmuster in Bühnenfeldern identifiziert und zur Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit der Bauwerke herangezogen. Besondere Aufmerksamkeit wurde dabei folgenden Aspekten gewidmet: (i) *der Beeinflussung der küstenparallelen Strömung land- und seewärts der Bühnenstreichlinie*, (ii) *der Ausbildung von Rippströmungen entlang der Bühnenflanken*, (iii) *dem nachteiligen Effekt der Lee-Erosion* und (iv) *den Wasserstandsverhältnissen in Bühnenfeldern*. Die Laboruntersuchungen wurden bewusst eng an bestehende Naturverhältnisse vor Warnemünde angelehnt, um die Übertragbarkeit der erzielten Ergebnisse zumindest qualitativ zu gewährleisten.

Die Laborexperimente wurden in zwei Phasen durchgeführt: Phase I – Strömungsversuche ohne Seegang und Phase II – Versuche mit seegangsinduzierten Strömungen. Hierdurch können grundlegende Zusammenhänge zwischen (i) *der Bühnendurchlässigkeit und den Strömungsverhältnissen* und (ii) *den Strömungs- und Wasserstandsverhältnissen* erarbeitet werden.

Unter Berücksichtigung der Größe des nachzubildenden Untersuchungsgebietes, der Grenzen der Mess- und Modelltechnik (Modell- und Maßstabeffekte) sowie des FROUDschen Modellgesetzes, wurde ein dreidimensionales physikalisches Modell im geometrischen Maßstab von $1:N_L = 1:20$ errichtet (Abb. 9). Auf der Grundfläche wurde ein repräsentatives Strandprofil, wie es sich im Zeitraum vor dem Bau des Bühnensystems vor Warnemünde/West ausgebildet hatte, eingebaut (Abb. 10).

Die Erzeugung von Längsströmungen ohne Seegang (*Phase I*) wurde über den Wasserstand geregelt. Durch den Einsatz von Strömungsleitblechen im Einlaufbereich sowie einer Strömungsleitwand wurden die Strömungsverhältnisse optimiert (Abb. 9).

Für die Untersuchungen mit seegangsinduzierten Strömungen (*Phase II*) stand eine Wellenklappenmaschine mit einer Schildlänge von 10 m zur Verfügung. Zur Vermeidung einer unkontrollierten Ausbreitung der Wellenenergie an den Rändern, wurden zwei Leitwände vorgesehen. Für eine stabile Wellenausbreitung vor der Wellenmaschine wurden ebenfalls Leitbleche eingesetzt. Die Modellbühnen wurden aus einzelnen Rundstäben mit einem Durchmesser von 10 mm hergestellt (Abb. 11). Als Geräteräger, mit deren Hilfe die Hauptmessungen durchgeführt wurden, stand eine küstenlängs verfahrbare Messbrücke zur Verfügung, an der acht Messpositionen (Y_0 bis Y_7) eingerichtet wurden. Zusätzlich wurden stationäre Wellenpegel im Modell vorgesehen.

Jede Messpositionen an der Messbrücke wurde mit einem Wellenpegel, einer Strömungssonde und einer Injektionsvorrichtung für Farbstoff ausgestattet (Abb. 12). Durch die Einleitung von Farbstoff war es möglich, die aufgezeichneten Strömungssignale visuell zu kontrollieren, und die aus den aufgezeichneten Daten gewonnen Erkenntnisse weiter zu verdichten. Die Dauer der Strömungs- und Wellenmessung in einem Messprofil wurde nach umfangreichen Vorversuchen auf $\Delta t = 60$ s festgelegt.

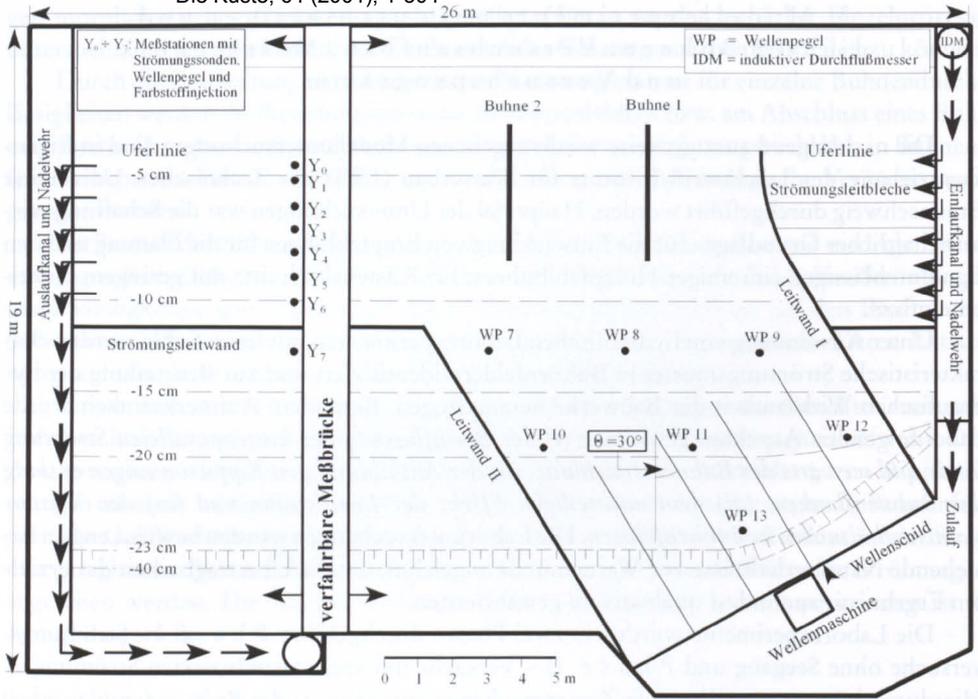


Abb. 9: Wellenbecken mit Einbauten für die Versuche mit seegangsinduzierter Strömung (Wellenanlenkung: $\theta = 30^\circ$; exemplarisch)

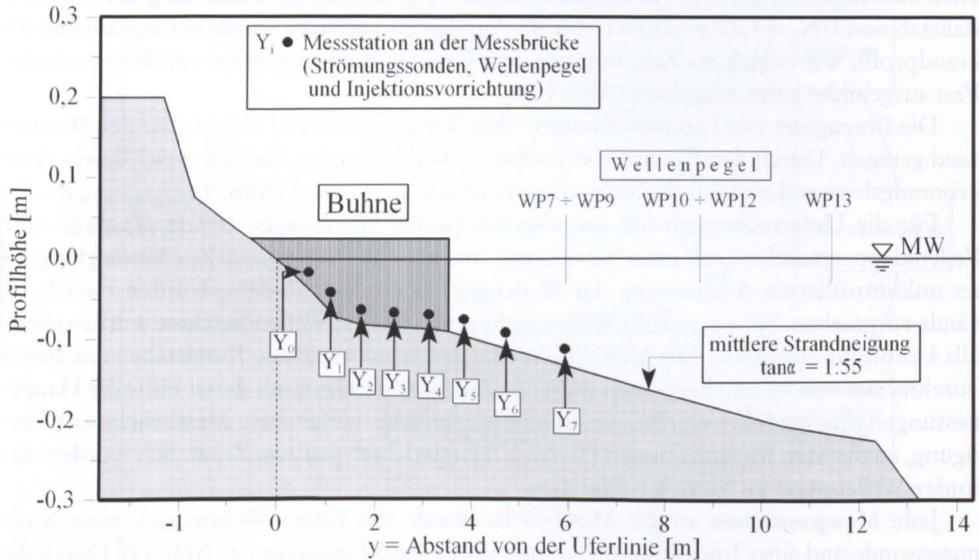


Abb. 10: Querschnitt des Modellprofils mit Messpositionen

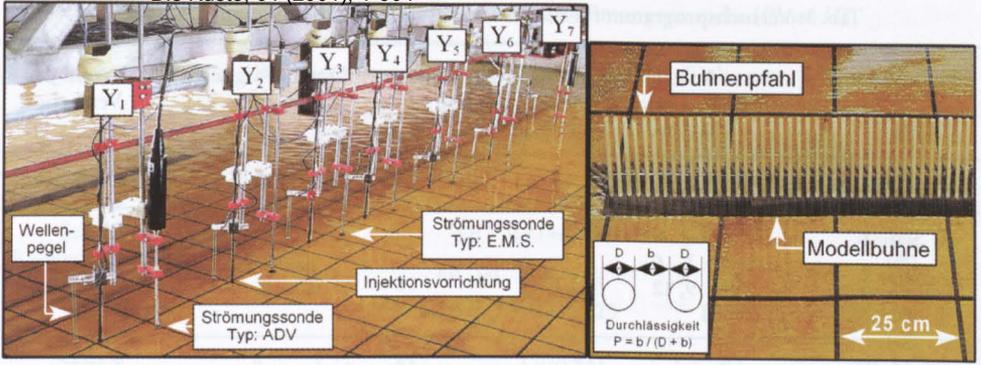


Abb. 11: Verfahrbare Messbrücke mit den Messpositionen (links) und Modellbühne mit einer Durchlässigkeit von $P = 50\%$ (rechts)

In Phase I (gleichförmige Strömung ohne Wellen) wurden in insgesamt 76 Einzelversuchen systematisch die Anströmgeschwindigkeit, die Buhndurchlässigkeit und die Buhnenanzahl variiert (Tab. 3). Als Referenzzustand dienten die Ergebnisse aus den Versuchen ohne Einbauten ($P = 100\%$). Die vier Anströmgeschwindigkeiten wurden aus den Naturverhältnissen vor Warnemünde abgeleitet (DETTE u. TRAMPENAU, 1998).

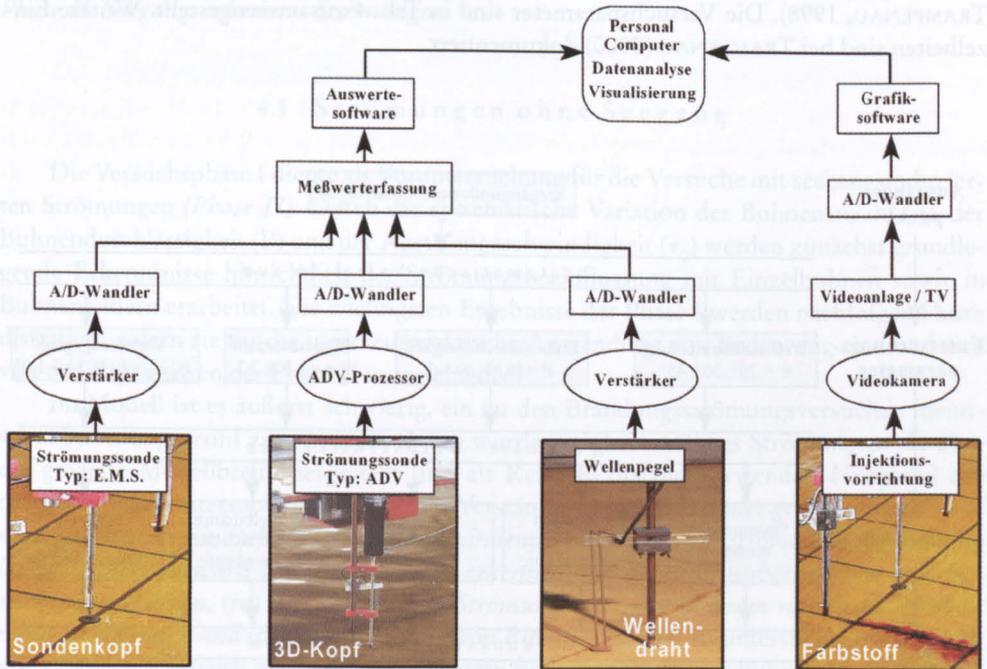


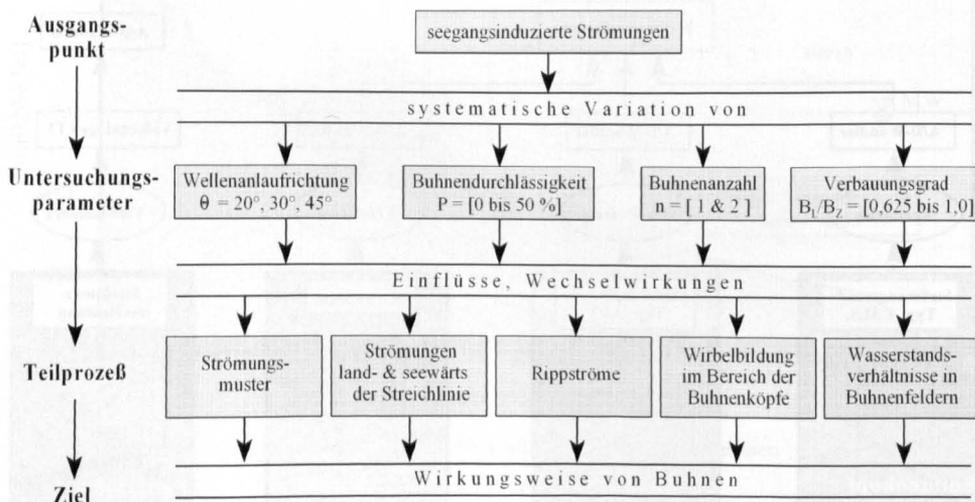
Abb. 12: Messgeräte und Ablaufdiagramm der Messdatenerfassung

Tab. 3: Versuchsprogramm für die Strömungsversuche ohne Seegang (*Phase I*)

Versuchsserie	Anström- geschwindigkeit v_0 [cm/s]	Einbauten Buhne	Durchlässigkeit P [%]	Anzahl der Versuche
Referenzzustand	3, 6, 9, 12	keine	100	4
Serie 1	–	B2		
Serie 2	3, 6, 9, 12	B2, B3	50, 40, 30, 20, 10, 0	24
Serie 3		B1, B2, B3		

In *Phase II* (Brandungsströmung) haben vor allem die Wellenhöhe (H) und Wellenanlauf-
richtung (Θ) maßgeblichen Einfluss auf die Ausbildung der Brandungsströmung. Weitere
Einflüsse, die sich aus den natürlichen Verhältnissen ableiten, sind der Wasserstand, die
Strandneigung und die Breite der Brandungszone. Einflussparameter, die sich aus dem Ein-
bau von Buhnen ergeben, sind die Buhndurchlässigkeit sowie das Verhältnis von Buhnen-
abstand zur Buhnenlänge (B_A/B_L) und von Buhnenlänge zur Brandungszonenbreite (B_L/B_Z).
Alle Parameter zeitgleich zu untersuchen ist unmöglich, so dass sich nachfolgend auf die
wichtigsten Größen beschränkt wird (Abb. 13).

Die Definition des Parameters B_L/B_Z wird im Folgenden als der Verbauungsgrad des
Fließquerschnittes der Brandungsströmung definiert, obwohl diese Bezeichnung für durch-
lässige Buhnen nicht zutreffend ist. Die Buhndurchlässigkeit wird per Definition hierbei
außer Acht gelassen. Ausgangspunkt bei der Wahl der Eingangsparameter waren For-
schungsergebnisse über die natürlichen Seegangsverhältnisse vor Warnemünde (DETTE u.
TRAMPENAU, 1998). Die Versuchsparameter sind in Tab. 4 zusammengestellt. Weitere Ein-
zelheiten sind bei TRAMPENAU (2000) dokumentiert.

Abb. 13: Ablaufdiagramm für die Versuche mit Brandungsströmung (*Phase II*)

Die Küste, 64 (2001), 1-304
 Tab. 4: Versuchsprogramm für die Brandungsströmungsversuche (Phase II)

Versuchsserie	Wellenparameter			Verbauungsgrad B_L/B_Z [-]	Einbauten Buhne	Durchlässigkeit P [%]
	H [cm]	T [s]	Θ [°]			
Referenzzustand				–	keine	100
Serie 4	5	1,23	20	1,0/0,833	B1	50, 40, 30
Serie 5				0,714/0,625	B1, B2	20, 10, 0
Referenzzustand				–	keine	100
Serie 6	5	1,23	30	1,0/0,833	B1	50, 40, 30
Serie 7				0,714/0,625	B1, B2	20, 10, 0
Referenzzustand				–	keine	100
Serie 8	5	1,23	45	1,0/0,833	B1	50, 40, 30
Serie 9				0,714/0,625	B1, B2	20, 10, 0

* B_L = Bühnenlänge, B_Z = Breite der Brandungszone

4. Schlüsselergebnisse der Modellexperimente

Nach derzeitigem Kenntnisstand ist es nicht möglich, eine dreidimensionale Nachbildung aller Sedimenttransportvorgänge im Labor vorzunehmen (KAMPHUIS, 1975). Aus diesem Grund und bezüglich der Modell- und Maßstabeffekte bei Modellen mit beweglicher Sohle, wurde ein Modell mit fester Sohle angewendet. Zusätzlich deuten die Modelluntersuchungen von KRESSNER (1928; dichte Bühnen) und BAKKER et al. (1984; durchlässige Bühnen) an, dass sich die Strömungsverhältnisse in Bühnenfeldern bei Strömungsversuchen mit und ohne Seegang generell voneinander unterscheiden. Deshalb wurde das Versuchsprogramm in zwei Versuchsphasen unterteilt: (i) *Phase I: Strömungen ohne Seegang* und (ii) *Phase II: Seeganginduzierte Strömungen*.

4.1 Strömungen ohne Seegang

Die Versuchsphase I diente als Voruntersuchung für die Versuche mit seeganginduzierten Strömungen (*Phase II*). Durch die systematische Variation der Bühnenanzahl (n), der Bühnendurchlässigkeit (P) und der Anströmgeschwindigkeit (v_o) werden zunächst grundlegende Erkenntnisse hinsichtlich der Strömungsbeeinflussung mit Einzelbühnen sowie in Bühnenfeldern erarbeitet. Die wichtigsten Ergebnisse der Phase I werden nachfolgend kurz diskutiert, sofern sie für die ingenieurpraktische Anwendung von Bedeutung sind und sich von den Ergebnissen der Phase II unterscheiden.

Im Modell ist es äußerst schwierig, ein zu den Brandungsströmungsversuchen identisches Strömungsprofil zu erzeugen. Daher wurde ein gleichmäßiges Strömungsprofil über die gesamte Modellbreite hergestellt und als Referenzzustand verwendet. Hauptziel der nachfolgenden Untersuchungen ist es, das Verständnis bezüglich (i) *der großräumigen Strömungsverhältnisse in Bühnenfeldern zu gewinnen*, (ii) *den Grad der Strömungsbeeinflussung landwärts und seewärts der Streichlinie zu erkennen*, (iii) *den Einflussbereich luv- und lee-seitig abzuschätzen*, (iv) *sich ausbildende Strömungswalzen und deren räumliche Ausdehnung zu erkennen* und (v) *die Ausbildung von Rippströmungen zu untersuchen*. Wichtig ist vor allem der Vergleich von Strömungsmustern für unterschiedliche Bühnendurchlässigkeiten sowie zwischen Einzelbühnen und Bühnensystemen.

Die großräumigen Strömungsmuster in Abb. 14 lassen erkennen, dass sich das Strömungsverhalten bei Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ und $P \leq 10\%$ grundsätzlich voneinander unterscheidet. Bei Einzelbuhnen mit *Durchlässigkeiten* $P \geq 20\%$ wird eine gleichmäßige Reduzierung der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit landwärts der Streichlinie bewirkt. Durch den Einbau mehrerer Buhnen können die küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten weiter schrittweise reduziert werden. Als Folge der Reduzierung wird seawärts der Streichlinie eine Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten bewirkt. Rippströmungen zeigen sich nur in Luv der ersten Buhne. Der seawärtige Einflussbereich der Rippströme reicht bis etwa $0,8 B_L$ ($B_L =$ Buhnenlänge). Im Buhnensystem treten keine Rippströme auf.

Bei *Durchlässigkeiten* von $P \leq 10\%$ wurde kein Durchströmen der Buhnenfelder beobachtet. Hier werden großräumige Strömungswalzen zwischen den Buhnen und am Buhnen-systemabschluss erzeugt. Im ersten Buhnenfeld deutet sich ein kompliziertes Strömungsmuster an. Verglichen mit Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten zwischen den Buhnen wieder zu. Die größten Rippströmungen traten bei dichten Buhnen in Luv der ersten Buhne auf. Deren Einflussbereich erstreckt sich bis etwa $1,0 B_L$ (Abb. 14).

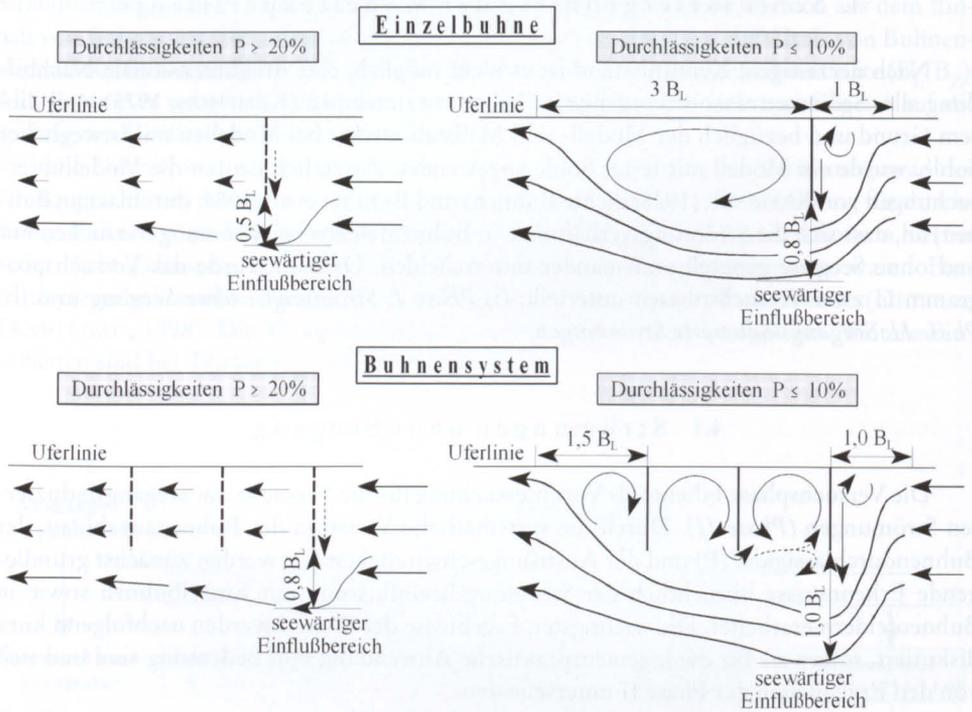


Abb. 14: Strömungszustände bei *Einzelbuhnen* (oben) und *Buhnensystemen* mit drei Buhnen (unten) mit Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ und $P \leq 10\%$ (schematisch)

Die erste Buhne eines Buhnensystems nimmt eine Sonderstellung bei der Wirkung des Gesamtsystems ein. Sie verhält sich wie eine Einzelbuhne. Während undurchlässige Einzelbuhnen ($P \leq 10\%$) wie eine Strömungsleitwand wirken, die Rippströmungen erzeugen, wirken durchlässige Buhnen ($P \geq 20\%$) dagegen als Strömungswiderstand.

Die Zusammenführung der Wasserstands- und Strömungsuntersuchungen zeigen, dass mit abnehmender Buhndurchlässigkeit der Einfluss von wasserstandsinduzierten Strö-

mungen erheblich zunimmt. Im Falle von dichten Bühnen ($P \leq 10\%$) werden die Strömungsverhältnisse eindeutig von den Wasserständen dominiert, d.h. die Wasserspiegeldifferenzen werden so groß, dass großräumige Strömungswalzen entstehen.

Bei Durchlässigkeiten zwischen $P = 0\%$ und $P = 30\%$ wird am Bühnenkopf der jeweils ersten Bühne eines Bühnensystems eine Wirbelstraße erzeugt, deren Einfluss mit abnehmender Durchlässigkeit erheblich zunimmt (Abb. 15). Bei dichten Bühnen ($P = 0\%$) kann die Wirbelgeschwindigkeit rd. das Vierfache des Vergleichswertes ohne Bühnen (v_0) betragen. Die Wirbel nehmen mit zunehmender Entfernung vom Bühnenkopf ab und lösen sich auf. Sie besitzen ein großes Mobilisierungspotential und spielen somit für den Sedimenttransportprozess eine wichtige Rolle. Die Einflussbereiche der Wirbel in küstennormaler und -paralleler Richtung sind ebenfalls in Abb. 15 dargestellt.

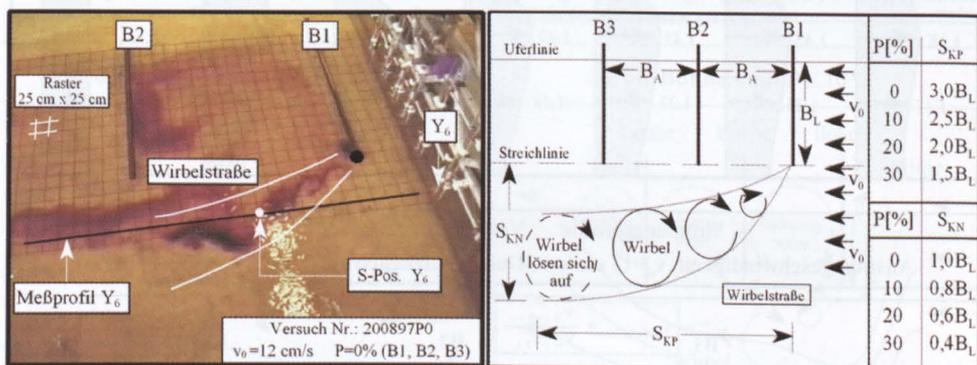


Abb. 15: Einflussbereiche der Wirbelbildung in küstennormaler (S_{KN}) und küstenparalleler (S_{KP}) Richtung in Phase I (Strömung ohne Seegang; Durchlässigkeiten: $P = 30\%$ bis $P = 0\%$)

Die Untersuchung der Abnahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten landwärts der Streichlinie beruht auf folgendem Ansatz: für eine vorgegebene Bühnendurchlässigkeit und küstenparallele Anströmgeschwindigkeit (v_0) wird, durch den Vergleich der Strömungsgeschwindigkeiten in Lee und Luv der Bühnen, die prozentuale Veränderung der Geschwindigkeiten (Abnahmefaktor) ermittelt.

Entsprechend des Versuchsprogramms der Phase I (s. Tab. 3) wurden zunächst die prozentualen Veränderungen für Einzelbühnen (Anströmgeschwindigkeiten von $v_0 = 3$ bis 12 cm/s) bestimmt. Ein Zusammenhang zwischen der Wirkung der durchlässigen Bühnen als Strömungswiderstand und den Anströmgeschwindigkeiten konnte nicht festgestellt werden.

Die Auswertungen der Strömungsmuster ließen bereits erkennen, dass als Folge der Strömungsreduzierung landwärts der Streichlinie eine Erhöhung seawärts der Bühnenköpfe hervorgerufen wird. Deshalb wurden in Analogie zu den vorangegangenen Auswertungen Zunahmefaktoren für diesen Bereich ermittelt. Exemplarisch sind die ermittelten prozentualen Veränderungen (v_{rel}) für durchlässige ($P = 30\%$) und dichte Bühnen ($P = 0\%$) in Abb. 16 für ausgewählte Messquerschnitte gegenübergestellt.

Durch die oberstrom gelegene Bühne (B1) mit einer Durchlässigkeit von $P = 30\%$ ist es möglich, die küstenparallele Strömungsgeschwindigkeit bis hin zur Streichlinie gleichmäßig um ca. 60% zu reduzieren. Durch den Einbau von zwei Bühnen wird eine Reduktion um rd. 80% bewirkt. Seewärts der Bühnenköpfe wird die Strömungsgeschwindigkeit im Mittel auf etwa $1,5 v_0$ erhöht (Abb. 16, oben).

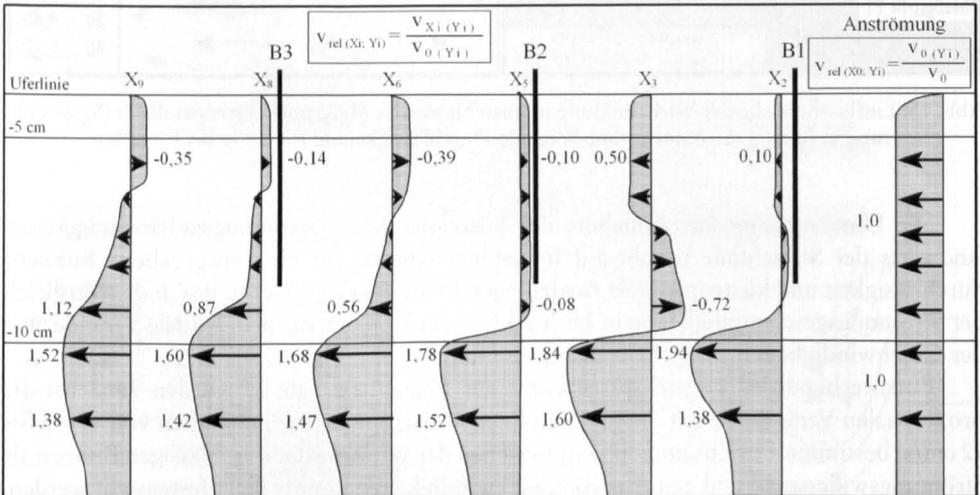
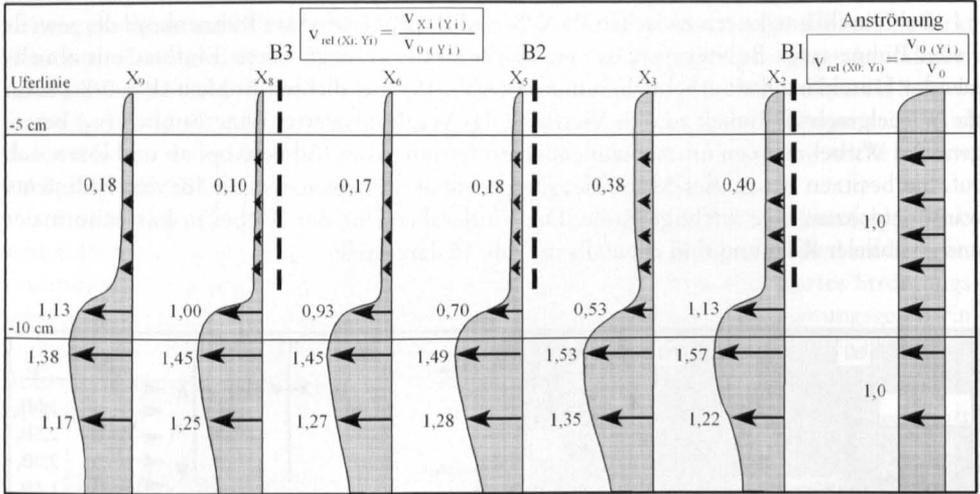


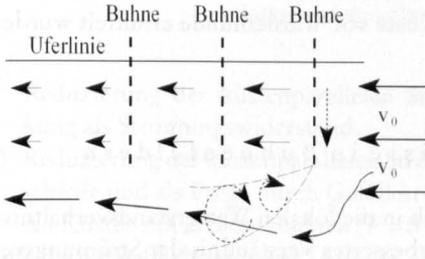
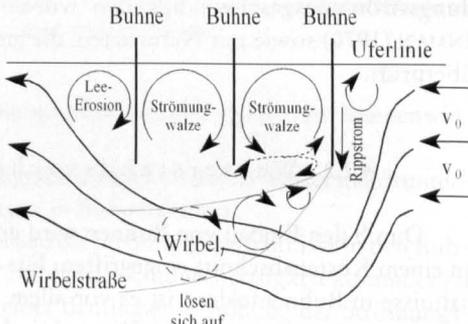
Abb. 16: Küstennormale Verteilung von prozentualen Veränderungen der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten für ausgewählte Messquerschnitte für Buhnensysteme mit Durchlässigkeiten von $P = 30\%$ (oben) und dichte Buhnensysteme ($P = 0\%$) (unten)

Ein anderes Bild ergibt sich dagegen bei den dichten Buhnen ($P = 0\%$). Besonders auffällig ist das Strömungsverhalten in der Mitte der Buhnenfelder. Hier kommt es teilweise zu einer Strömungsumkehr, die durch die großräumige Walzenbildung hervorgerufen wird. In den Buhnenfeldern werden die Strömungen im Uferlinienbereich wieder bis auf 50 % der Ausgangsströmungsgeschwindigkeit (v_0) erhöht. Die positive Wirkung von durchlässigen Buhnen wird entsprechend aufgehoben. Die Strömungsverhältnisse seawärts der Streichlinie

haben sich, durch die Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten auf rd. $2 v_0$ ebenfalls erheblich verschlechtert. Die Probleme bei der Verwendung von dichten Bühnen liegen somit am Beginn eines Bühnensystems, d.h. in der Sonderstellung der ersten Buhne als Strömungsleitwand, und im ersten Bühnenfeld.

Die Untersuchung der Rippströmungen ergab keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Anströmungsgeschwindigkeit (v_0) und der Bühnendurchlässigkeit (P). Sie treten lediglich als Folge der Strömungswalzen bei geringen Durchlässigkeiten auf und können eindeutig den Wasserstandsverhältnissen in den Bühnenfeldern zugeordnet werden. Die wichtigsten allgemeingültigen Ergebnisse aus den Untersuchungen mit Strömungen ohne Seegang (*Versuchsphase I*) sind in Tafel 1 zusammengefasst.

Tafel 1: Ergebnisse durch Laborexperimente mit Strömungen ohne Seegang (*Phase I*) bei Bühnen mit Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ und dichten Bühnen ($P \leq 10\%$)

durchlässige Bühnen mit $P \geq 20\%$	dichte Bühnen mit $P \leq 10\%$
	
<ul style="list-style-type: none"> • gleichmäßiges Durchströmen der Bühnenfelder 	<ul style="list-style-type: none"> • Ausbildung von Strömungswalzen
<ul style="list-style-type: none"> • schrittweise Reduktion der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit mit mehreren Bühnen landwärts der Streichlinie 	<ul style="list-style-type: none"> • erneute Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten infolge der Strömungswalzen in der Mitte der Bühnenfelder
<ul style="list-style-type: none"> • geringe Erhöhung der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit seawärts der Streichlinie 	<ul style="list-style-type: none"> • erhebliche Erhöhung der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten bis auf das 2-fache der Ausgangsströmung
<ul style="list-style-type: none"> • Wirkung der Bühnen als Strömungswiderstand 	<ul style="list-style-type: none"> • Wirkung der Bühnen als Strömungsleitwand
<ul style="list-style-type: none"> • Rippströmungen nur in Luv der ersten Buhne 	<ul style="list-style-type: none"> • starke Rippströmungen in Luv der ersten Buhne
<ul style="list-style-type: none"> • keine Rippströmungen innerhalb der Bühnenfelder 	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Rippströmungen in den Bühnenfeldern als Folge der Strömungswalzen
<ul style="list-style-type: none"> • Ausbildung einer Wirbelstraße am Bühnenkopf der ersten Buhne bei $P \leq 30\%$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Ausbildung einer Wirbelstraße am Kopf der ersten Buhne mit max. Wirbelgeschwindigkeiten von rd. $4 v_0$
<ul style="list-style-type: none"> • küstenparallele Strömungen dominieren das Strömungsbild 	<ul style="list-style-type: none"> • wasserstandsinduzierte Strömungen in den Bühnenfeldern dominieren das Strömungsbild

- Einzelbühnen bzw. die erste Buhne in einem Bühnensystem nehmen eine Sonderstellung bei der hydrodynamischen Wirkungsweise ein

4.2.1 Vorbemerkung

In Phase II (Brandungsströmungsversuche) wurden insgesamt 147 Einzelversuche (s. Tab. 4) durchgeführt. Hierbei wurden bewusst nur wenige Parameter (Durchlässigkeit, Bühnenanzahl und Verbauungsgrad) variiert, um eine systematische Untersuchung sowie die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Aufgrund der großen Anzahl von Einzelversuchen ist es nicht möglich, sämtliche Versuchsauswertungen wiederzugeben. Für weitergehende Betrachtungen wird auf TRAMPENAU (2000) verwiesen.

Bei allen Versuchen wurden die Wellenhöhe (H), die Wellenperiode (T) und der Wasserstand (h) konstant gehalten, weil (i) der Einfluss von unterschiedlichen Anströmgeschwindigkeiten bereits in Phase I betrachtet wurde und des Weiteren (ii) die Untersuchung der Brandungsströmung an sich, (iii) Sturmflutverhältnisse sowie (iv) Brechvorgänge nicht Gegenstand der Modellexperimente waren. Die im Modell verwendeten Brandungsströmungsgeschwindigkeiten wurden mit theoretischen Werten nach KOMAR u. INMAN (1970) sowie mit Naturdaten, die an der Küste vor Warnemünde ermittelt wurden, überprüft.

4.2.2 Wasserstandsverhältnisse in Bühnenfeldern

Durch den Einbau von Bühnen wird erheblich in die lokalen Wasserstandsverhältnisse an einem Küstenabschnitt eingegriffen. Für ein verbessertes Verständnis der Strömungsverhältnisse in Bühnenfeldern ist es vor allem wichtig, das Wissen über die Wasserstandsverhältnisse weiter zu entwickeln. Die praktische Bedeutung von Wasserstandsunterschieden in Bühnenfeldern liegt vor allem darin, dass hierdurch lokale Gefälleströmungen hervorgerufen werden, die hauptsächlich für die Entstehung von großräumigen Strömungswalzen in Bühnenfeldern verantwortlich sind.

Wie bereits in Phase I festgestellt wurde, werden durch die wasserstandsinduzierten Strömungen großräumige Strömungswalzen bei dichten Bühnen erzeugt. Bei abnehmender Durchlässigkeit sind hierfür hauptsächlich zwei Gründe verantwortlich:

- (i) Der Diffraktionseinfluss am Bauwerk nimmt zu, wodurch die Wellenkämme senkrecht zur Bühnenachse verlaufen. Als Folge werden die antreibenden küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten reduziert (Abb. 17, oben).
- (ii) Die Wasserstandsunterschiede in Bühnenfeldern werden größer, wodurch eine küstenparallele Strömung entgegen der Anströmrichtung erzeugt wird (Abb. 17, unten).

Die beiden zuvor erwähnten Effekte bestimmen im Wesentlichen die Entwicklung der Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse, wie sie in Abb. 18 dargestellt sind. An einer Küste *ohne Bühnen* ($P = 100\%$) zeigen sich die typische Verteilung der Brandungsströmung und der Brandungstau in den Wasserständen (Abb. 18, oben). Die küstenparallele Strömung wird eindeutig von der Brandungsströmung dominiert.

Werden durchlässige Bühnen, die gerade noch ein Durchströmen der Bühnenfelder zulassen, an einer Küste eingebaut (hier *Durchlässigkeit* $P = 30\%$), werden die küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten landwärts der Streichlinie reduziert, ohne dass Strömungswalzen in Bühnenfeldern erzeugt werden. Zwei positive Haupteffekte müssen hierbei unterschieden werden:

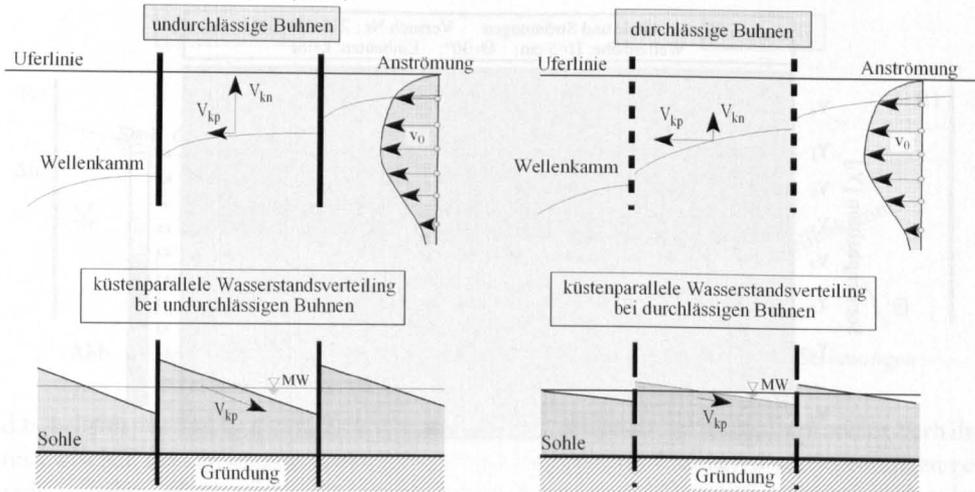


Abb. 17: Diffraction (oben) und küstenparallele Wasserstandsverteilung (unten) in undurchlässigen (links) und durchlässigen (rechts) Buhnenfeldern

- (i) Reduzierung der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit durch die Buhnenwirkung als Strömungswiderstand.
- (ii) Reduzierung der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit durch Wasserstandsunterschiede und als Folge durch Gefälleströmungen in Buhnenfeldern.

An Küsten mit *dichten Buhnen* ($P = 0\%$) werden die Strömungsverhältnisse in den Buhnenfeldern erheblich verändert (Abb. 18, unten). Infolge der Undurchlässigkeit kommt es zu einer seewärtigen Strömungsablenkung und zu einer deutlichen Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeiten seewärts der Streichlinie. Aufgrund der angepassten Wasserstandsverhältnisse werden landwärts der Streichlinie Strömungswalzen mit vergleichsweise hohen Strömungsgeschwindigkeiten erzeugt. Da ein Durchströmen der Buhnen nicht möglich ist, sind die Strömungen allein auf Wasserstandsunterschiede zurückzuführen. Die Richtung der Strömungsvektoren, die von den hohen zu den niedrigen Wasserständen zeigen, bestätigen dies. Detaillierte Betrachtungen zu küstennormalen und -parallelen Wasserstandsunterschieden in Buhnenfeldern sind bei TRAMPENAU (2000) zusammengestellt.

Ein Parameter, der nicht systematisch mit in die Modelluntersuchungen einbezogen wurde, ist der Zusammenhang zwischen dem Verhältnis des Buhnenabstandes zur Buhnenlänge (B_A/B_L) und der Buhnendurchlässigkeit und somit den daraus resultierenden Strömungsverhältnissen in Buhnenfeldern. Es ist aber davon auszugehen, dass er ebenfalls einen Einfluss auf die Wirkungsweise von Buhnen hat. Dieser Einfluss wird nachfolgend, anhand eines Beispiels, kurz diskutiert (Abb. 19).

In einem Buhnenfeld, das durch zwei dichte Buhnen (B1 und B2) begrenzt wird und einen relativen Buhnenabstand von B_A/B_L aufweist, wird ein Wasserspiegelgefälle ($\Delta h/B_A$) mit entsprechenden wasserstandsinduzierten Strömungen ($v_{\Delta h}$) erzeugt (Querschnitt), die entgegen der Brandungsströmung gerichtet sind (Grundriss). Wird der Buhnenabstand zu klein, dominieren die wasserstandsinduzierten Strömungen und es bilden sich Strömungswalzen (s. Abb. 18, unten). Um diesen nachteiligen Effekt zu vermeiden bzw. abzumindern, d.h. um das Wasserspiegelgefälle zwischen den Buhnen zu reduzieren, bleiben nur zwei Möglichkeiten: (i) *Vergroßerung des Buhnenabstandes unter Beibehaltung der Buhnendurchlässigkeit* oder (ii) *Vergroßerung der Buhnendurchlässigkeit unter Beibehaltung des Buhnenabstandes*,

Die Küste, 64 (2001), 1-304

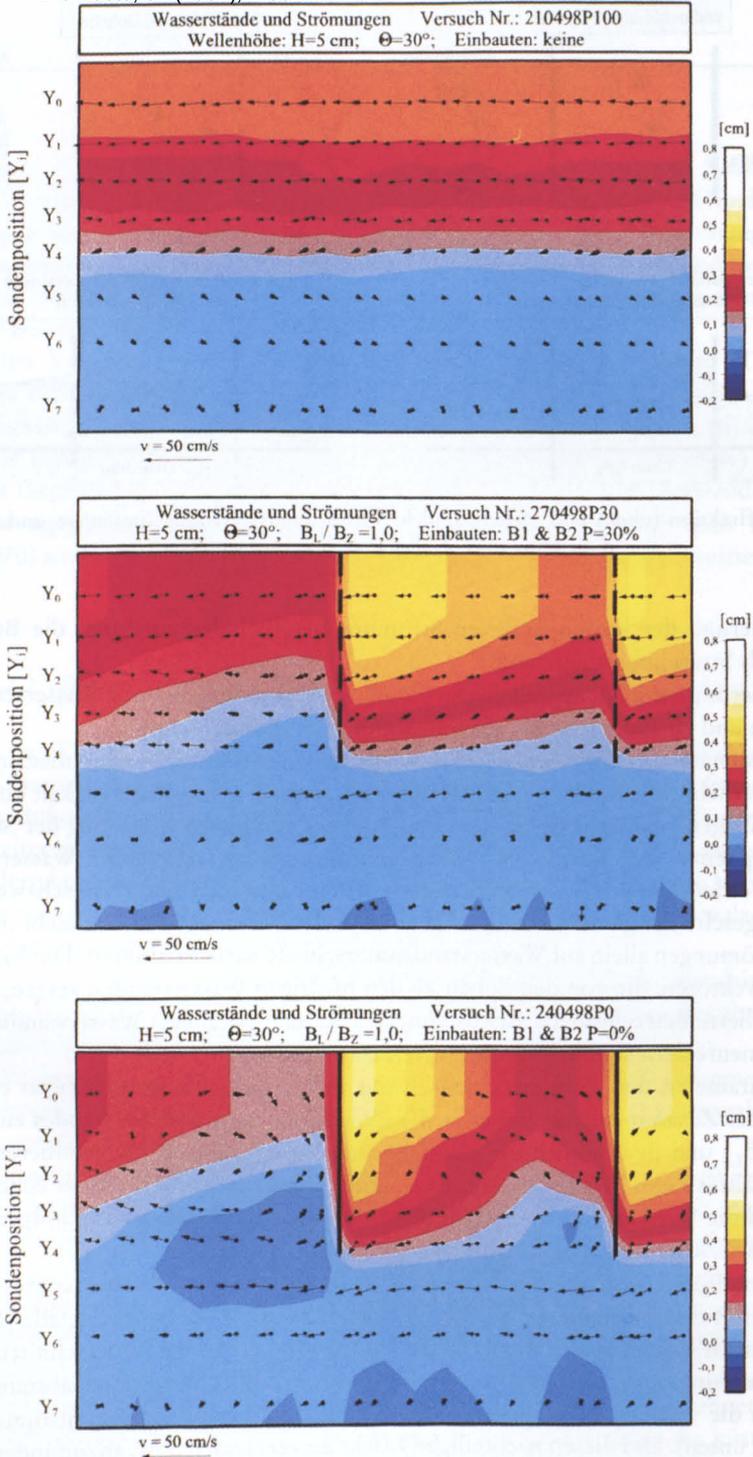


Abb. 18: Überlagerung von Wasserstandsverhältnissen und Strömungsmustern für den Referenzzustand ($P = 100\%$, oben), für *Buhndurchlässigkeiten* von $P = 30\%$ (Mitte) und für *dichte Buhnen* ($P = 0\%$, unten) bei einem *Verbauungsgrad* von $B_L/B_Z = 1,0$ (Wellenparameter: $H = 5$ cm, $\Theta = 30^\circ$)

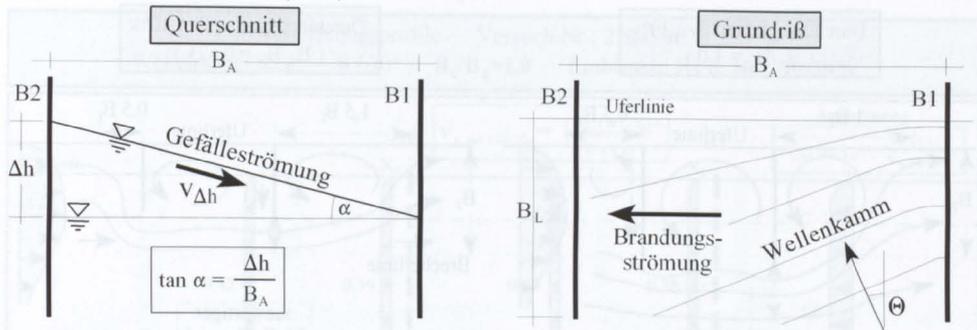


Abb. 19: Prinzipische Skizze zur Veranschaulichung von wasserstandsinduzierten Strömungen

d.h. bei einer bei einer vorgegebenen Buhndurchlässigkeit existiert ein optimales Verhältnis zwischen dem Buhnenabstand und der Buhnenlänge, bei dem sich diese Strömungen gerade aufheben. Hinsichtlich zu optimierender Strömungsverhältnisse bedeutet dies, dass bei hohen Durchlässigkeiten der Buhnenabstand, aufgrund des geringeren Wasserspiegelgefälles, vergleichsweise klein sein muss. Demzufolge könnte der Buhnenabstand bei Buhnen größer bemessen werden.

Die Kunst beim Buhnenbau liegt also darin, die Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse so aufeinander abzustimmen, dass optimale hydraulische Verhältnisse hinsichtlich der Sedimenttransportprozesse geschaffen werden.

4.2.3 Allgemeine Strömungsmuster

Beim Einbau von Einzelbuhnen mit *Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$* und für den Fall, dass die Brecherlinie auf Höhe der Buhnenköpfe liegt ($B_L/B_Z = 1,0$), entsprechen die Strömungsverhältnisse generell denen aus Phase I. Die küstenparallelen Strömungen landwärts der Streichlinie werden reduziert und durchströmen die Buhnen gleichmäßig. Bei *Durchlässigkeiten $P \leq 10\%$* zeigen sich erhebliche Veränderungen. Großräumige Strömungswalzen werden in Lee der Buhne erzeugt, wobei deren Form und Größe nicht mit denen aus Phase I vergleichbar sind. Als Folge der Strömungsreduzierung erhöht sich die Strömungsgeschwindigkeit seewärts der Streichlinie. Durch den Welleneinfluss werden die Ausgangswerte der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit leeseitig der dichten Buhne bereits in einer Entfernung von rd. $1,0 B_L$ erreicht (Phase I: $3,0 B_L$). Der seewärtige Einflussbereich beträgt rd. $0,5 B_L$ (Phase I: $0,8 B_L$). Rippströme sind nur schwach ausgeprägt und von untergeordneter Bedeutung (Abb. 20).

Durch eine Verkürzung der Buhnen, d.h. eine Abnahme des Verbauungsgrades, wird die küstenparallele Ausdehnung der Strömungswalze in Lee der Buhne kleiner, relativ zur Buhnenlänge allerdings größer. Weiterhin verändert die Strömungswalze ihre Form von einem Kreis hin zu einer Ellipse, wobei die Strömungsgeschwindigkeiten der Walze zunehmen. Bei Einzelbuhnen mit Verbauungsgraden $B_L/B_Z < 0,7$ bildet sich die lokale Strömungswalze in Luv der ersten Buhne an der Buhnenwurzel nicht mehr aus, und Rippströmungen werden unbedeutend.

Die wichtigsten Unterschiede zu den Ergebnissen aus Phase I bestehen darin, dass (i) die Drehrichtungen der Strömungswalzen ausschließlich im Uhrzeigersinn verlaufen, (ii) das Strömungsverhalten zwischen den Buhnen weniger kompliziert ist und (iii) die Beeinflussung der küstenparallelen Strömungen seewärts der Streichlinie erheblich geringer ist (vgl. Abb. 14

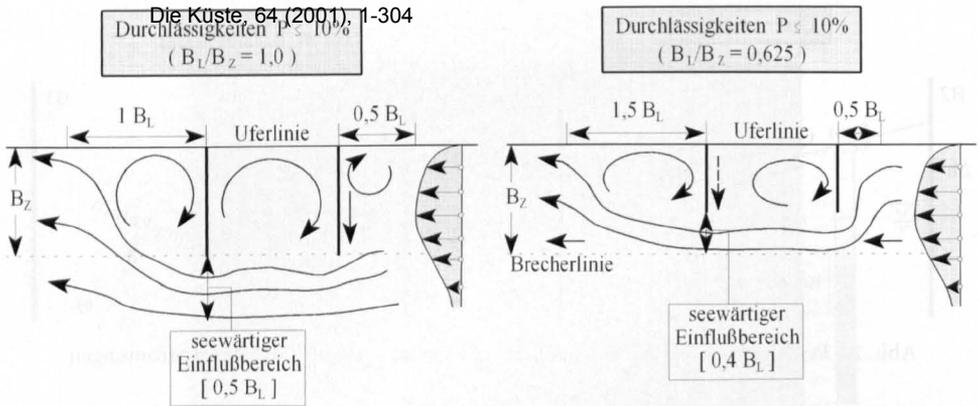


Abb. 20: Strömungszustände in einem Zwei-Buhnensystemen für Durchlässigkeiten von $P \leq 10\%$ (Phase II, schematisch); (Wellenparameter: $H = 5 \text{ cm}$, $\Theta = 30^\circ$)

und 20). Der Grund hierfür liegt im Massentransport, wodurch fortlaufend Wasser landwärts transportiert wird und so, verglichen mit denen in Phase I, veränderte Wasserstandsverhältnisse im Buhnenfeld erzeugt werden.

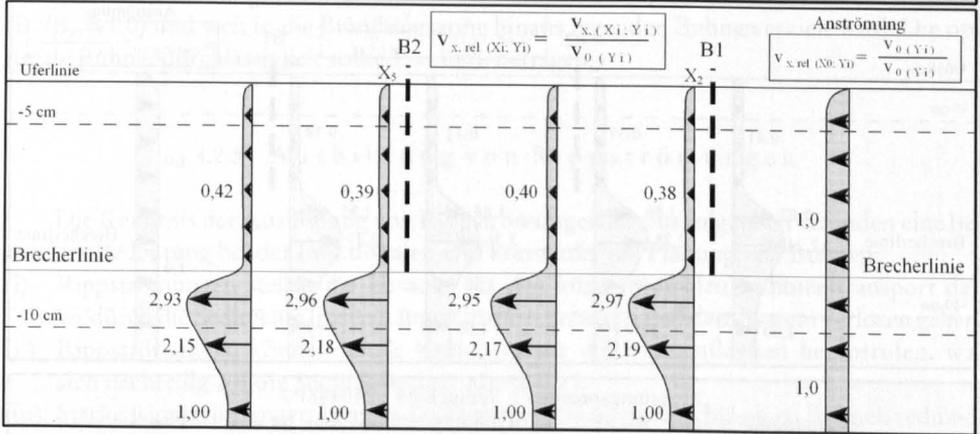
Die Strömungsverhältnisse beim Einbau von zwei dichten Buhnen mit unterschiedlichen Verbauungsgraden lassen erkennen, dass die Ergebnisse grundsätzlich für Einzelbuhnen in Luv der ersten Buhne und leeseitig der zweiten Buhne übertragbar sind. Ist der Verbauungsgrad hoch ($B_L/B_Z = 1,0$), wird eine großräumige Walze mit vergleichsweise geringen Geschwindigkeiten im Buhnenfeld erzeugt. Bei kleineren Verbauungsgraden ($B_L/B_Z \leq 0,714$) wird das Strömungsfeld in zwei Bereiche aufgeteilt: eine Walze mit hohen Strömungsgeschwindigkeiten leeseitig der ersten Buhne und einen Bereich mit geringeren Strömungsgeschwindigkeiten in Luv der zweiten Buhne (Abb. 20).

4.2.4 Beeinflussung von küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten

In gleicher Weise wie in Phase I (vgl. Abb. 16) wurden durch den Vergleich der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten in Luv und in Lee der Buhnen die prozentualen Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeiten landwärts der Streichlinie ermittelt. Die Ergebnisse sind exemplarisch für einen Verbauungsgrad von $B_L/B_Z = 1,0$ (Abb. 21) und von $B_L/B_Z = 0,625$ (Abb. 22) zusammengestellt. Für beide Fälle werden die Ergebnisse für zwei repräsentative Buhnen durchlässigkeiten veranschaulicht: für *dichte Buhnen* ($P = 0\%$) und für *Buhnen durchlässigkeiten von $P = 30\%$* , die den Zustand darstellen, bei dem gerade noch ein Durchströmen der Buhnenfelder möglich ist, ohne dass nachteilige Strömungswalzen im System entstehen.

Die küstennormalen Verteilungen für Buhnen mit *Durchlässigkeiten von $P \geq 30\%$* bei Verbauungsgraden von $B_L/B_Z = 1,0$ und $B_L/B_Z = 0,625$ zeigen sowohl land- als auch seewärts der Streichlinie keine nennenswerten Unterschiede. Landwärts der Streichlinie werden die küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten gleichmäßig bis auf rd. 40% bzw. 10% der Anströmungsgeschwindigkeit (v_0) reduziert. Eine empirische Formel zur Abschätzung dieser Strömungsreduzierungen in Abhängigkeit von der Buhnen durchlässigkeit wurde von TRAMPENAU (2000) entwickelt (Gl. 1). Sie ist gültig für Durchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ bei einem Korrelationskoeffizienten von $r = 0,98$.

Strömungsprofile Versuch Nr.: 270498P30
 Wellenhöhe: 5 cm $\theta = 30^\circ$ $B_L/B_Z = 1,0$ Einbauten: B1 & B2 $P = 30\%$



Strömungsprofile Versuch Nr.: 240498P0
 Wellenhöhe: 5 cm $\theta = 30^\circ$ $B_L/B_Z = 1,0$ Einbauten: B1 & B2 $P = 0\%$

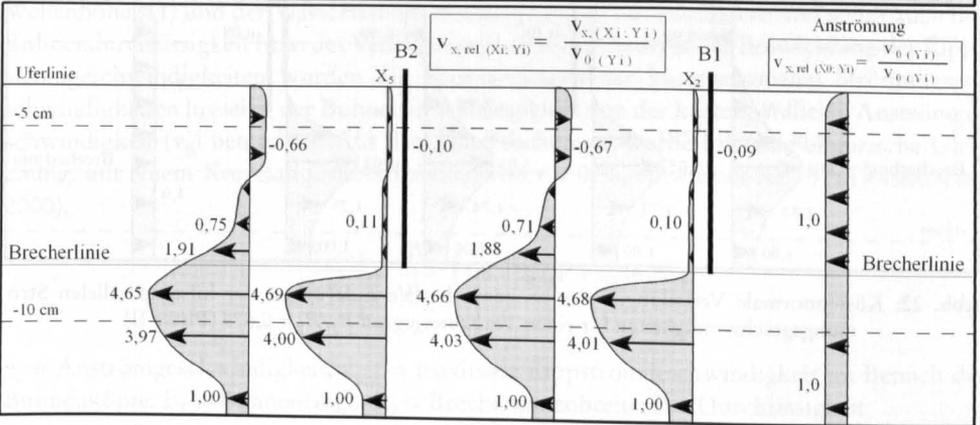


Abb. 21: Küstennormale Verteilungen der prozentualen Veränderungen der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten für einen *Verbauungsgrad* $B_L/B_Z = 1,0$ (Phase II)

$$A_{X_i} = \frac{v_{x(X_i, Y_i)}}{v_0(Y_i)} = 1,03 \tanh^{2,0}(2,4 P) \quad (1)$$

- A_{X_i} = Abnahmefaktor direkt in Lee der ersten Buhne im Messquerschnitt X_i
- $v_{(X, Y_i)}$ = Küstenlängsströmung im Messquerschnitt X an der Sondenposition Y_i
- $v_0(Y_i)$ = Anströmgeschwindigkeit in Luv der ersten Buhne an der Sondenposition Y_i

Seewärts der Streichlinie nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten maximal bis auf rd. 300 % ($B_L/B_Z = 1,0$) bzw. 230 % ($B_L/B_Z = 0,625$) der Vergleichsströmung (v_0) zu. Die Abschätzung der max. Zunahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten seewärts der Streichlinie in Abhängigkeit vom *Verbauungsgrad* und der Buhnedurchlässigkeit kann durch Gl. 2 vorgenommen werden (Korrelationskoeffizienten von $r = 0,99$)

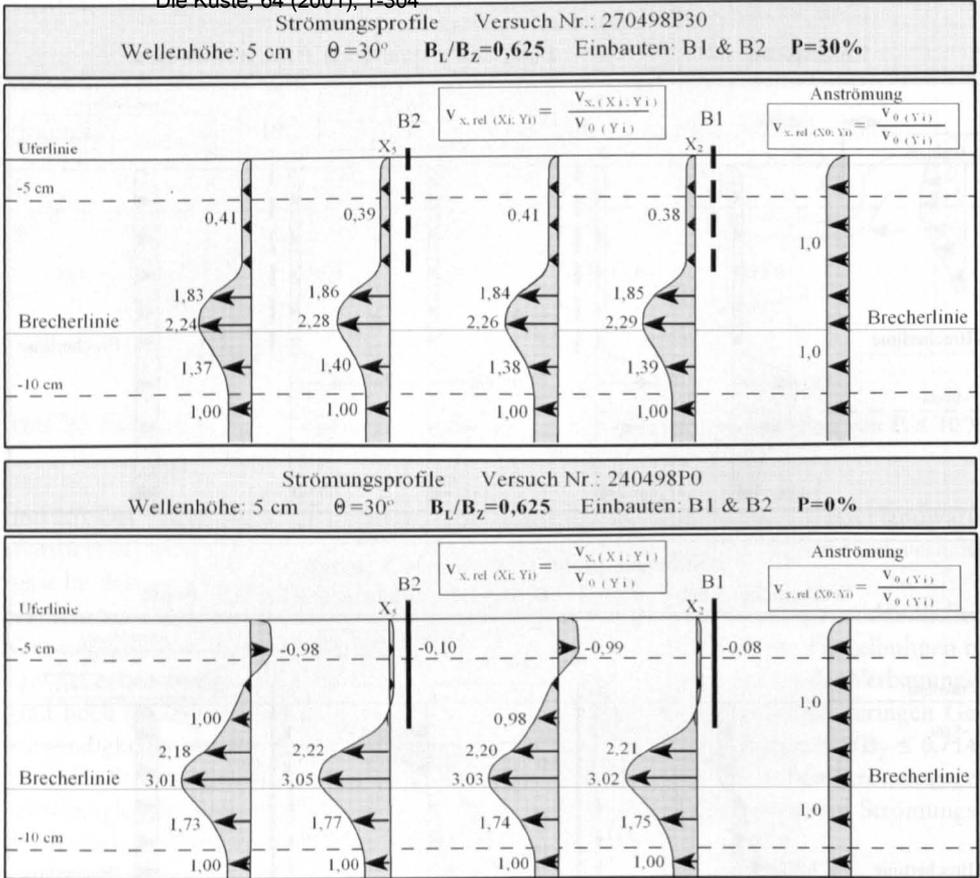


Abb. 22: Küstennormale Verteilungen der prozentualen Veränderungen der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten für einen Verbauungsgrad $B_L/B_Z=0,625$ (Phase II)

$$A_{\max}(X_i) = \frac{v_{x, \max}(X_i, Y_i)}{v_0(Y_i)} = 4,7 \frac{B_L}{B_Z} - \left[\left(4,7 \frac{B_L}{B_Z} - 0,9 \right) \tanh^{2,0}(2,4 P) \right] \quad (2)$$

Bei *dichten Buhnen* ($P=0\%$) sind der Einfluss des Verbauungsgrades und die prozentualen Veränderungen der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit erheblich größer. Zusätzlich sind die Strömungsverhältnisse komplizierter. Vor allem in Buhnenfeldmitte und leeseitig der letzten Buhne (B2) zeigen sich nachteilige Auswirkungen. Der Grund hierfür liegt in den veränderten Wasserspiegelverhältnissen und den dadurch bewirkten Gefälleströmungen in Buhnenfeldern. Landwärts der Streichlinie wird eine Rückströmung hervorgerufen. Bei kleinen Verbauungsgraden (z.B. $B_L/B_Z=0,625$) werden sogar die Ausgangswerte im Bereich der Uferlinie, wie sie für den Referenzzustand ohne Buhnen ermittelt wurden, bewirkt. Seewärts der Streichlinie nehmen die Strömungen in beiden Fällen erheblich zu (rd. 470 % bei $B_L/B_Z=1,0$ bzw. 300 % bei $B_L/B_Z=0,625$ der Vergleichsströmung (v_0)).

Zusammenfassend haben die Strömungsauswertungen land- und seewärts der Streichlinie gezeigt, dass der Bau von zu kurzen und dichten Buhnen den ungünstigsten hydrau-

lischen Zustand darstellt, da hierdurch zum Teil schlechtere Bedingungen auf dem Vorstrand geschaffen werden, als dies ohne Buhnen der Fall wäre. Es kann also bezüglich der Strömungsverhältnisse festgestellt werden, dass die beste Buhnenwirkung mit möglichst langen ($B_L/B_Z = 1,0$) und weit in die Brandungszone hinaus ragenden Buhnen erzielt wird. Die optimale Buhndurchlässigkeit sollte $P = 30\%$ betragen.

4.2.5 Ausbildung von Rippströmungen

Die Kenntnis der Ausbildung von Rippströmungen hat aus folgenden Gründen eine besondere Bedeutung bei der funktionalen und konstruktiven Planung von Buhnen:

- (i) Rippströmungen stellen die Ursache für den küstennormalen Sedimenttransport dar, wodurch die Sedimente in den Längstransport gelangen und dem System verloren gehen.
- (ii) Rippströmungen können lokale Kolke entlang der Buhnenflanken hervorrufen, was sich nachteilig auf die Standsicherheit auswirkt.
- (iii) Starke Rippströmungen können das Durchströmen von durchlässigen Buhnen reduzieren. Durch sie kann die küstenparallele Strömung seawärts abgelenkt werden, so dass es zu einer Blockierung der Strömung kommt, obwohl das Bauwerk selbst durchlässig ist.

Die Stärke der Rippströmungen ist eine Funktion der Wellenanlaufrichtung (Θ), der Wellenhöhe (H) und der Wasserstandsverteilung (Δh) in Buhnenfeldern und somit auch der Buhndurchlässigkeit bzw. des Verbauungsgrades. Zur Analyse der Entwicklung der Rippstromgeschwindigkeiten wurden die Veränderungen der küstennormalen Strömungsgeschwindigkeiten luvseitig der Buhnen in Abhängigkeit von der küstenparallelen Anströmungsgeschwindigkeit (v_0) betrachtet. Aus den Untersuchungen wurde folgende empirische Gleichung, mit einem Korrelationskoeffizienten von $r = 0,98$, entwickelt (Gl. 3) (TRAMPENAU, 2000).

$$\frac{v_{(\max)}}{v_0} = \frac{B_L}{B_Z} [1,8 - 2,7 P + 0,86 P^2] \quad (3)$$

v_0 = Anströmungsgeschwindigkeit; v_{\max} = maximale Rippstromgeschwindigkeit im Bereich der Buhnenköpfe; B_L = Buhnenlänge; B_Z = Brecherzonenbreite; P = Durchlässigkeit

Die Ergebnisse deuten an, dass im Vergleich zu den dichten Buhnen bei Verwendung von durchlässigen Buhnen (hier $P = 30\%$) die maximalen Rippstromgeschwindigkeiten um rd. 60 % reduziert werden können. Grundsätzlich zeigen die Rippströmungen bei den Versuchen ohne (Phase I) und mit (Phase II) Seegang ein vergleichbares Verhalten, wobei jedoch festzustellen ist, dass die größten prozentualen Veränderungen für die Versuche mit Brandungsströmung (Phase II) ermittelt wurden.

4.2.6 Wirbelbildung an den Buhnenköpfen

Ein wichtiges Ergebnis der Versuchsphase I ist die Ausbildung einer Wirbelstraße seawärts der Streichlinie, verbunden mit einer Zunahme an Strömungsgeschwindigkeiten bei abnehmenden Buhndurchlässigkeiten (s. Abb. 13). Durch die Farbstoffuntersuchungen in Phase II deutete sich bereits an, dass aufgrund des vorhandenen Welleneinflusses keine Wirbelstraße seawärts der Streichlinie ausgebildet wird. Diese Beobachtung bestätigte die Ge-

genüberstellung einzelner Zeitreihen repräsentativer Sondenposition in der Mitte der Bühnenfelder. Hierin zeigt sich die Dominanz der Orbitalströmungen. Aufgrund dieser Ergebnisse kommt TRAMPENAU (2000) zu dem Schluss, dass die lokalen Wirbel aufgrund der Periodizität der Orbitalgeschwindigkeiten quasi „zerschlagen“ werden. Eine detaillierte Analyse des Zerfallsprozesses der Wirbel konnte mit der zur Verfügung stehenden Messtechnik leider nicht vorgenommen werden. Da dieser Prozess aber äußerst wichtig für die Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit von Bühnen ist, sollte er in jedem Fall Gegenstand zukünftiger Forschungsarbeiten sein, um zu sicheren Aussagen zu gelangen.

4.3 Zusammenfassung der experimentellen Ergebnisse

Gemeinsamkeiten der Ergebnisse aus den Phasen I und II bestehen vor allem bei der Wirkung als Strömungswiderstand bei durchlässigen Bühnen und der Wirkung als Strömungsleitwand bei dichten Bühnen. Die Anwendung von dichten Bühnen ist generell mit (i) der Ausbildung von großräumigen Strömungswalzen in Bühnenfeldern, (ii) der Entwicklung von Rippströmungen und (iii) einer Zunahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit seewärts der Streichlinie verbunden. Zusätzlich konnte nachgewiesen werden, dass mit dichten Bühnen erheblich in die Wasserstandsverhältnisse in Bühnenfeldern eingegriffen wird. Die Gefälleströmungen spielen demzufolge eine wichtige Rolle bei der hydraulischen Wirkungsweise von dichten Bühnen.

Andererseits können mit Bühnendurchlässigkeiten von $P \geq 20\%$ (Phase I) bzw. $P \geq 30\%$ (Phase II) die o.g. negativen Effekte, die mit dichten Bühnen gekoppelt sind, reduziert bzw. vermieden werden, d.h. (i) eine gleichmäßige Abnahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit landwärts der Streichlinie, (ii) keine Ausbildung von Strömungswalzen, (iii) keine signifikanten Wasserstandsunterschiede und entsprechend keine Gefälleströmungen in Bühnenfeldern sowie (iv) Reduzierung der Strömungsgeschwindigkeiten seewärts der Streichlinie und der (v) Einflussbereiche der Bühnen auf rd. die Hälfte, verglichen mit dichten Bühnen.

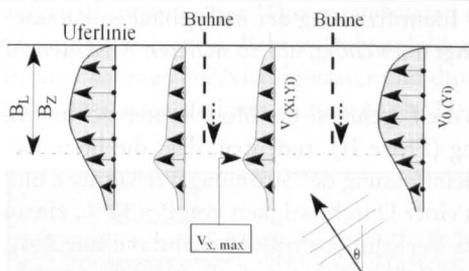
Die Ergebnisse aus Phase II deuten zudem an, dass sich aufgrund der überlagerten Orbitalgeschwindigkeiten keine Wirbelstraße im System ausbilden kann. Ferner wurde festgestellt, dass jede Buhne eines Bühnensystems in etwa die gleiche hydraulische Wirkung aufweist und im Gegensatz zu den Ergebnissen aus Phase I quasi wie eine Einzelbuhne wirkt. Die Strömungs- und Wasserstandsverhältnisse sind somit auf mehrere Bühnenfelder übertragbar. Die Ursachen für das veränderte Strömungsverhalten bei den Brandungsströmungsversuchen wird ausschließlich auf den Welleneinfluss zurückgeführt.

In Tafel 1 wurden bereits die wichtigsten Ergebnisse für die Versuche mit gleichmäßigen Strömungen ohne Welleneinfluss (Phase I) zusammengefasst. In gleicher Weise sind in Tafel 2 die Unterschiede in der hydraulischen Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Bühnen für die Versuche mit Brandungsströmung (Phase II) gegenübergestellt.

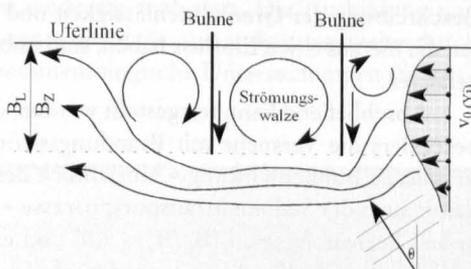
Zusätzlich zu den Unterschieden der hydraulischen Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Bühnen werden in Tafel 2 empirische Formeln zur Abschätzung der (i) Strömungsreduzierung landwärts der Streichlinie als Funktion der Bühnendurchlässigkeit (P), (ii) der maximalen Zunahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit und (iii) der maximalen Zunahme der Rippstromgeschwindigkeiten im Bereich der Bühnenköpfe als Funktion der Bühnendurchlässigkeit (P) und des Verbauungsgrades (B_L/B_T) sowie (iv) der Wasserstandsveränderungen (Δh) in Abhängigkeit von der Wellenhöhe (H) und der Bühnendurchlässigkeit angegeben.

Tafel 2: Ergebnisse aus Laborexperimenten mit *Brandungsströmung* bei Buhnen mit einer *Durchlässigkeit* von $P = 30\%$ und *dichten Buhnen* ($P = 0\%$) exemplarisch für einen Verbauungsgrad von $B_L/B_Z = 1,0$ (Wellenparameter: $H = 5\text{ cm}$, $\Theta = 30^\circ$)

durchlässige Buhnen ($P = 30\%$)



undurchlässige Buhnen ($P = 0\%$)



Abnahme der küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeit landwärts der Streichlinie

$$A_{Xi} = \frac{v_x(Xi, Yi)}{v_0(Yi)} = 1,03 \tanh^{2,0}(2,4 P)$$

maximale Zunahme der küstenparallelen Strömung seewärts der Streichlinie

$$A_{\max}(Xi) = \frac{v_{x, \max}(Xi, Yi)}{v_0(Yi)} = 4,7 \frac{B_L}{B_Z} - \left[4,7 \frac{B_L}{B_Z} - 0,9 \right] \tanh^{2,0}(2,4 P)$$

maximale Rippstromgeschwindigkeit im Bereich der Buhnenköpfe

$$B_{\max} = \frac{v_{y, \max}(Yi)}{v_0(Yi)} = \frac{B_L}{B_Z} [1,8 - 2,7 P + 0,86 P^2]$$

Einflussbereiche der Buhnen auf die Strömungsgeschwindigkeiten

<u>leeseitig</u>	<u>lufseitig</u>	<u>seewärts</u>	<u>leeseitig</u>	<u>lufseitig</u>	<u>seewärts</u>
$\leq 0,4 B_L$	$\leq 0,2 B_L$	$\leq 0,2 B_L$	$\leq 1,0 B_L$	$\leq 0,5 B_L$	$\leq 0,5 B_L$

Wasserspiegeländerungen erzeugt durch die Buhndurchlässigkeit

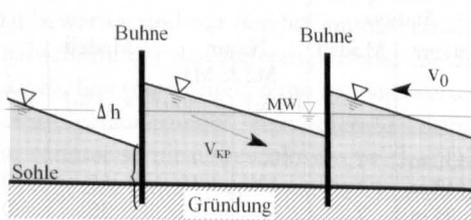
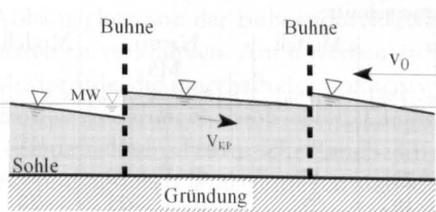
innerhalb eines Buhnsystems

$$\frac{\Delta h}{H} = 0,54 - 0,79 P + 0,25 P^2$$

letzte Buhne in einem Buhnsystem

$$\frac{\Delta h}{H} = 0,80 - 1,15 P + 0,35 P^2$$

küstenparallele Wasserstandsverteilungen



Ein wichtiges Ergebnis ist die Grenze der Buhnendurchlässigkeit, ab der durchlässige Buhnen ein vergleichbares hydraulisches Verhalten wie dichte Buhnen aufweisen, vor allem hinsichtlich des Auftretens von Gefälleströmungen als Folge von veränderten Wasserspiegelverhältnissen in Buhnenfeldern. Diese Grenzdurchlässigkeit lag bei den Modellexperimenten zwischen $P = 20\%$ (Phase I) und $P = 30\%$ (Phase II). Weitere Untersuchungen zur Beschreibung der Grenzdurchlässigkeit und zur Identifizierung der maßgeblichen Parameter, die hierauf einen Einfluss haben, sind unbedingt notwendig, um zu sicheren Aussagen zu gelangen.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die Ergebnisse der Modelluntersuchungen, besonders die Versuche mit Brandungsströmung (Phase II), andeuten, dass die beste hydraulische Buhnenwirkung – hinsichtlich der Beeinflussung der Strömungsverhältnisse und damit auch der Sedimenttransportprozesse – mit einer Durchlässigkeit von $P = 30\%$, einem hohen Verbauungsgrad ($B_L/B_Z \approx 1,0$) und einem Verhältnis von Buhnenabstand zur Buhnenlänge von $B_A/B_L \approx 1,0$ erreicht wird. An dieser Stelle wird aber nochmals darauf hingewiesen, dass die erzielten Ergebnisse zum gegenwärtigen Zeitpunkt ausschließlich für die im Modell verwendeten Randbedingungen Gültigkeit besitzen und eine Extrapolation auf Naturverhältnisse nicht ohne zusätzliche Untersuchungen vorgenommen werden kann.

5. Naturuntersuchungen mit durchlässigen und dichten Buhnen

Durch umfangreiche hydrologische, sedimentologische und morphologische Untersuchungen am Küstenabschnitt Warnemünde/West (1993 bis 1997) war es möglich, die im Modell ermittelten Strömungsverhältnisse zu verifizieren und eine Verknüpfung zwischen diesen Strömungen und langfristigen morphologischen Reaktionen in der Natur herzustellen. Da die Naturuntersuchungen zeitlich vor den Modelluntersuchungen durchgeführt wurden, war eine optimale Positionierung der Messsonden, hinsichtlich der Strömungsverhältnisse im Modell, nicht gegeben. Nachfolgend werden die wichtigsten Ergebnisse aus den Naturuntersuchungen kurz wiedergegeben, sofern sie zur Verbesserung des Verständnisses der Buhnenwirkung beitragen (s. auch TRAMPENAU, 2000).

Durch analoge Strömungsauswertungen der Naturdaten konnte nachgewiesen werden, dass die Strömungsverhältnisse im Modell und in der Natur qualitativ gut übereinstimmen (Tab. 5). Dies gilt sowohl für die Strömungsreduktion landwärts der Streichlinie als auch der Strömungszunahme seewärts der Buhnenköpfe.

Tab. 5: Gegenüberstellung von prozentualen Veränderungen von küstenparallelen Strömungsgeschwindigkeiten (v_{rel}) aus Naturuntersuchungen im Untersuchungsgebiet Warnemünde/West und aus Modellversuchen mit Brandungsströmung
(Wellenparameter: $H = 5\text{ cm}$, $\Theta = 30^\circ$, Verbauungsgrad $B_L/B_Z = 0,714$)

Station		Messquerschnitte								
Natur	Modell	Natur M2 & M3			Natur M4			Natur M5		
		P [%]	v_{rel} [%]	v_{rel} [%]	P [%]	v_{rel} [%]	v_{rel} [%]	P [%]	v_{rel} [%]	v_{rel} [%]
130 m	Y_3	100	–	–	–	–	–	100	200	185
113 m	Y_2	40	45	55	0	25	15	0	70	80
95 m	Y_1	30	15	35	0	10	0	0	–25	–20

Die Wirkungsweise der Modellbuhnen wurde hinsichtlich der Durchlässigkeit mit Hilfe der Naturuntersuchungen bestätigt. Sowohl die Buhnenwirkung als Strömungswiderstand (durchlässige Buhnen, $P = 30\%$) als auch als Strömungsleitwand (dichte Buhnen, $P = 0\%$) hat sich bestätigt. Ob und zu welchen Teilen die Umlenkung der Strömung am Bauwerk oder Wasserspiegelgefälle für die Entstehung der Strömungswalzen verantwortlich sind, wurde aufgrund ungeeigneter Wasserstandsdaten nicht eindeutig analysiert. Die Ausbildung von Strömungswalzen in dichten Buhnenfeldern konnte ebenfalls nur andeutungsweise durch Fotoaufnahmen bei Niedrigwasser und durch sedimentologische Untersuchungen (SCHRAEDER, 1999) nachgewiesen werden (Abb. 23).

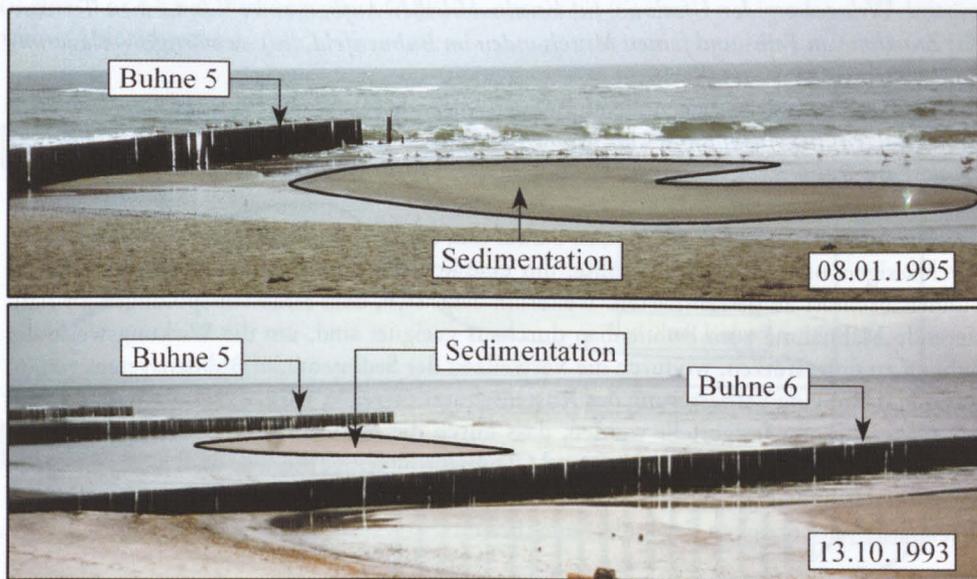


Abb. 23: Fotoaufnahmen im Buhnenfeld 5–6 bei Niedrigwasser vom 8.1.1995 und 13.10.1993 im Untersuchungsgebiet Warnemünde/West

In der Mitte des Buhnenfeldes 5–6 ist deutlich eine typische morphologische Formation (Sedimentation) der Unterwassertopographie zu erkennen, die auf die Ausbildung einer Strömungswalze schließen lässt. Die Sedimentation ist mit dem Bereich niedriger Strömungsgeschwindigkeiten einer Strömungswalze, wie er in den Modellversuchen ermittelt wurde, verbunden. An den Rändern wurde dagegen die Unterwassertopographie vertieft, was auf erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten hindeutet. Alle Indizien sprechen dafür, dass bei Durchlässigkeiten von $P \leq 20\%$ eine Strömungswalze erzeugt wird.

Durch morphologische Untersuchungen an vier Lokationen mit unterschiedlichen baulichen Randbedingungen war es möglich, langfristige Entwicklungen von Strandprofilen in Abhängigkeit von der Buhnendurchlässigkeit zu bewerten und mit den Strömungsverhältnissen zu verknüpfen. Am unverbauten Küstenabschnitt, der den Referenzzustand für die Messprofile, die innerhalb des Buhnenfeldes lagen, lieferte, wurden keine nennenswerten Profilveränderungen beobachtet. Langfristige Profilveränderungen, hervorgerufen durch veränderte hydrodynamische Randbedingungen, konnten somit ausgeschlossen werden. Die morphologischen Umlagerungen sind allein als Folge des Buhnenbaus bzw. der Strandaufspülungen zu werten (TRAMPENAU, 2000).

Die Naturergebnisse lassen darauf schließen, dass Buhnen mit Durchlässigkeiten von $P \geq 35\%$ keine nennenswerten Veränderungen der Unterwasserstrandprofile bewirkt haben. Buhnen mit Durchlässigkeiten $P < 35\%$ zeigen dagegen gute Eigenschaften hinsichtlich eines langfristigen Strandprofilaufbaus, wobei bei Buhnen mit Durchlässigkeiten von $P \leq 20\%$ Strömungswalzen in Buhnenfeldern entstehen. Die optimale Durchlässigkeit bezüglich der hydraulischen Buhnenwirkung liegt also im Bereich zwischen $P > 20\%$ und $P < 35\%$. Weiterhin wurden eindeutige Zusammenhänge zwischen der Durchlässigkeit und den Strömungsverhältnissen sowie den Strandprofilen nachgewiesen.

Die positiven Wirkungsweisen von durchlässigen Buhnen, wie sie durch Naturuntersuchungen ermittelt wurden, werden durch folgende Aspekte verdeutlicht: (i) *deutliche seawärtige Verlagerung der Uferlinie*, (ii) *kontinuierlicher Aufbau einer submarinen Terrasse*, (iii) *Zunahme an Fein- und feinen Mittelsanden im Buhnenfeld*, (iv) *seewärtige Verlagerung des äußeren Riffs*.

Im Gegensatz dazu zeigen dichte Buhnen folgende Nachteile: (i) *Ausbildung von Strömungswalzen*, (ii) *Ausbildung von Rippströmungen entlang der Buhnenflanken*, (iii) *Lee-Erosion am Buhnenabschluss*, (iv) *Versteilung des Profils seawärts der Streichlinie*, (v) *Vergrößerung der Sedimente*.

Die Naturuntersuchungen weisen darauf hin, dass ein Buhnensystem vornehmlich aus durchlässigen Buhnen bestehen sollte, um eine kontinuierliche Sedimentzufuhr in jedem Buhnenabschnitt zu gewährleisten. Weiterhin zeigt sich, dass Strandaufspülungen als flankierende Maßnahme zum Buhnenbau durchaus geeignet sind, um die Wirkungsweise der Buhnen zu unterstützen, wodurch die Verweilzeit der Sedimente im Buhnensystem verlängert und damit eine Verbesserung des Küstenschutzes erreicht wird.

Generell kann festgestellt werden, dass durch die Naturuntersuchungen die Modellergebnisse erheblich an Aussagekraft und Glaubwürdigkeit gewinnen, auch wenn die große Variation der hydrodynamischen Randbedingungen während des Messzeitraumes die Vergleichbarkeit der erzielten Ergebnisse einschränkt.

6. Praktische Anwendbarkeit der Ergebnisse

In der Vergangenheit wurde die Wirkungsweise von Buhnen mangels ausreichender Kenntnis der an sandigen Brandungsküsten ablaufenden Prozesse oftmals falsch ein- bzw. überschätzt. Dies zeigt z.B. die Annahme, Buhnen könnten als ein universelles Küstenschutzbauwerk entwickelt werden. Um dieses Ziel zu erreichen, wurde im Wesentlichen versucht, durch die Veränderung der Buhnengrundrisse, -formen und -materialien deren Wirkungsweise zu optimieren und an die örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Auf Grundlage der Modell- und Naturuntersuchungen wird nachfolgend die Wirkungsweise von durchlässigen Buhnen kurz diskutiert, und es werden neue Aspekte vorgestellt.

Durch Buhnen können die unmittelbaren Ursachen (Seegangseinwirkungen), die für die Erosion verantwortlich sind, nicht beseitigt werden. Es ist aber möglich, mit ihnen auf bestimmte Prozessabläufe positiv im Sinne des Küstenschutzes einzuwirken. Die Vergangenheit hat gezeigt, dass Buhnen nicht an jeder Küste gleich gute Ergebnisse geliefert haben. Hier stellt sich die Frage, an welchen Küstenabschnitten Buhnen eingesetzt werden können und welche Prozessabläufe sie positiv beeinflussen. Da Buhnen quer zur Küste angeordnet sind, können sie nur an solchen Küstenabschnitten schützend wirken, an denen vorwiegend küstenparallele Strömungsgeschwindigkeiten mit entsprechendem küstenparallelen Sedimenttransport vorherrschen. Eine ausreichende Sedimentverfügbarkeit wird dabei immer vorausgesetzt.

Weiterhin ist von Bedeutung, unter welchen hydrodynamischen Randbedingungen Buhnen ihre volle Wirkung entwickeln. Unter Sturmflutbedingungen können Buhnen nur eingeschränkt wirken. Bei solchen Verhältnissen dominieren aufgrund des Refraktionseinflusses küstennormale Wellenanlafrichtungen, verbunden mit vorherrschend küstennormalen Sedimenttransportprozessen. Eine maßgebliche Schutzwirkung gegen den Wellenangriff besteht aufgrund der küstennormalen Ausrichtung der Bauwerke dementsprechend nicht. Gerade dies sind aber die Verhältnisse, für die Buhnen entwickelt wurden und bei denen ein Küstenabschnitt den Schutz der Bauwerke benötigt. Worin besteht also die Buhnenwirkung? Die Ergebnisse dieser Arbeit zum grundsätzlichen Wirkkonzept von Buhnen führen zu dem Schluss, dass sich die Buhnenwirkung aus zwei Hauptwirkmechanismen zusammensetzt: (i) eine *direkte* Wirkungsweise (Abb. 24, oben) und (ii) eine *indirekte* Wirkungsweise (Abb. 24, unten).

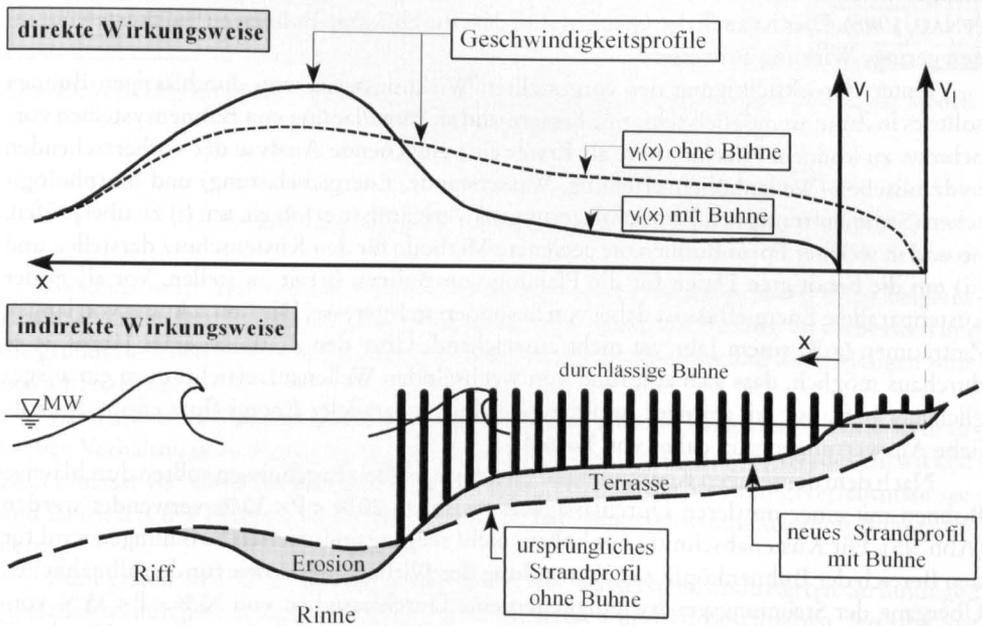


Abb. 24: Gegenüberstellung der indirekten (oben) und direkten (unten) Wirkungsweise von durchlässigen Buhnen an Küsten mit geringem Gezeiteneinfluss (schematisch)

Die *direkte Wirkungsweise* besteht in der Wirkung als Strömungswiderstand an Küstenabschnitten mit vorherrschenden küstenparallelen Strömungen und bei normalen bis mittleren Seegangsverhältnissen. Durch die direkte Wirkungsweise werden die küstenparallelen Strömungen landwärts der Streichlinie auf Kosten einer seewärtigen Strömungsgeschwindigkeitserhöhung reduziert. Durch die Reduzierung der Strömungsgeschwindigkeiten wird weniger Turbulenz an der Sohle erzeugt, und die Transportprozesse werden verlangsamt. Als Folge werden weniger Sedimente mobilisiert und transportiert. Unter diesen hydrodynamischen Randbedingungen können feinere Kornfraktionen sedimentieren, was langfristig zum Aufbau des Vorstrandprofils in Buhnenfeldern führt. Die Naturuntersuchungen lassen erkennen, dass diese Sedimente bei starken Seegangsverhältnissen aus dem

Strandbereich in die Bühnenfelder transportiert werden, wo sie sich aufgrund der geringeren Strömungsgeschwindigkeiten ablagern.

Die *indirekte Wirkungsweise* der Bühnen besteht darin, dass bei Sturmflutverhältnissen ein aufgehöhhtes Vorstrandprofil (Terrasse) vorliegt. Die auf die Küste zulaufenden Wellen werden deshalb frühzeitig, d.h. in einer größeren Entfernung von der Uferlinie, gebrochen. Die Wirkungsweise von Bühnen setzt sich somit aus der Kombination der direkten Wirkung als Strömungswiderstand und dem daraus resultierenden langfristigen Aufbau des Vorstrandes (indirekte Wirkungsweise) zusammen. Die Ausführungen lassen aber auch erkennen, dass das so für Sturmflutverhältnisse künstlich geschaffene „Küstenschutzbauwerk“ empfindlich gegenüber äußeren Einflüssen ist. So zeigen die Naturuntersuchungen, dass bereits mittlere Seegangsverhältnisse, verbunden mit niedrigen Wasserständen, in der Lage sind, die abgelagerten feinen Sedimente zu mobilisieren und in tiefere Regionen umzulagern. Sowohl die großräumigen als auch die kleinräumigen Wasserstandsverhältnisse haben somit einen maßgeblichen Einfluss auf die Strandprofilentwicklung in Bühnenfeldern (DETTE u. TRAMPENAU, 1998). Dies ist auch der Grund dafür, dass durchlässige Bühnen an Tideküsten nur eine geringe Wirkung aufweisen.

Unter Berücksichtigung der vorgestellten Wirkungsweise von durchlässigen Bühnen sollte es in Zukunft möglich sein, eine bessere und sichere Planung von Bühnensystemen vornehmen zu können. Hierfür sollte als Erstes eine eingehende Analyse der vorherrschenden hydraulischen (Wellenhöhenverteilung, Wasserstände, Energiebelastung) und morphologischen (Sedimenttransport, Profilumlagerungen) Verhältnisse erfolgen, um (i) zu überprüfen, ob und in welcher Form Bühnen die geeignete Methode für den Küstenschutz darstellen und (ii) um die benötigten Daten für die Planung von Bühnen bereit zu stellen. Vor allem der küstenparallele Energiefluss ist dabei von besonderem Interesse. Die Betrachtung von langen Zeiträumen (z.B. einem Jahr) ist nicht ausreichend. Über den Zeitraum eines Jahres ist es durchaus möglich, dass sich aufgrund von wechselnden Wellenanlauffrichtungen ein ausgeglichener bzw. nur ein geringer resultierender küstenparalleler Energiefluss ergibt. Monatliche Auswertungen sind daher von Vorteil.

Nach dem derzeitigen Kenntnisstand und den erzielten Ergebnissen sollten durchlässige Bühnen mit einer mittleren Durchlässigkeit zwischen $20\% < P < 30\%$ verwendet werden (Abb. 25). Für Küstenabschnitte mit hohen, nicht seeganginduzierten Strömungen wird für den Bereich der Bühnenköpfe zur Vermeidung der Wirbelstraße sowie für den allmählichen Übergang der Strömungsgeschwindigkeiten eine Durchlässigkeit von $30\% < P < 35\%$ vorgeschlagen. Dies gilt in gleicher Weise für die erste Bühne in einem Bühnensystem. Hierdurch lassen sich lokale Kolke erheblich reduzieren. Die Bühnenwurzel sollte mit Durchlässigkeiten zwischen $20\% < P < 25\%$ ausgeführt werden. Als optimaler Bühnenabstand wird eine Bühnenlänge angesehen ($B_A/B_L \approx 1,0$). Sämtliche Bühnen sollten durchlässig sein, damit ein gleichmäßiges Durchströmen des Bühnensystems gewährleistet ist. Anderenfalls muss mit Lee-Erosion gerechnet werden. Die Bühnen sollten möglichst weit in die Brandungszone hinaus ragen ($B_L/B_Z \approx 1,0$). Limitierende Faktoren sind hier sicherlich die Wassertiefe und die Kolkbildung an den Bühnenköpfen. Erfahrungen an der Ostseeküste zeigen, dass Pfahlbühnen i.d.R. bis in Wassertiefen von rd. 2,5 bis 3,0 m sicher gerammt werden können. Eine Kronenhöhe von 0,5 m über Mittelwasser hat sich in der Vergangenheit bewährt und wird für den gezeitenarmen Ostseeraum als ausreichend angesehen.

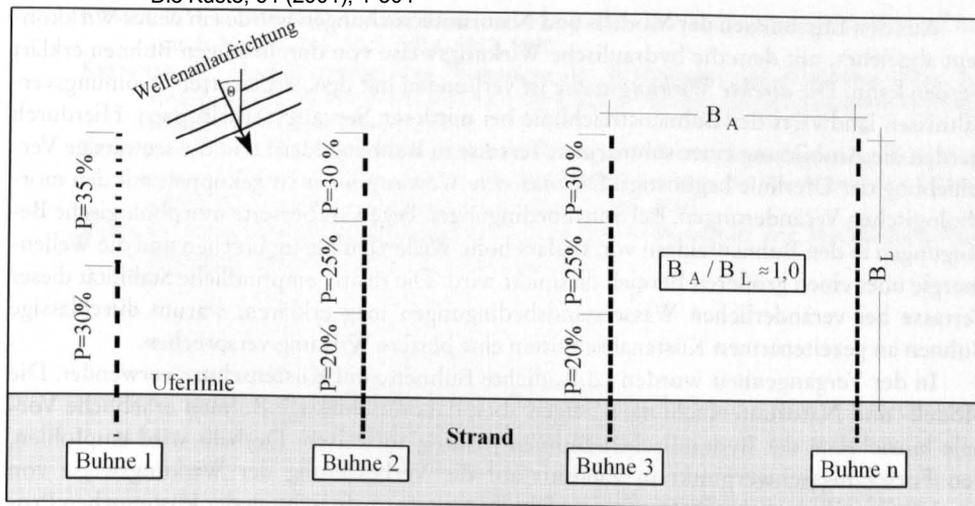


Abb. 25: Vorschlag zur konstruktiven Gestaltung von durchlässigen Pfahlbuhnen ermittelt aus Modell- und Naturuntersuchungen

7. Zusammenfassung und Ausblick

Systematische hydraulische Modell- und Naturuntersuchungen haben dazu beigetragen, das Verständnis der küstennahen Prozesse in Verbindung mit Buhnen zu verbessern und die grundsätzlichen Unterschiede in der Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Buhnen aufzuzeigen.

Es wurden empirische Berechnungsansätze zur Abschätzung der lokalen hydraulischen Verhältnisse als Funktion der Durchlässigkeit und des Verbauungsgrades entwickelt. Dies umfasst vor allem die Beschreibung der Wasserstände, die Strömungsverhältnisse see- und landwärts der Buhnenstreichlinie und die Rippstromgeschwindigkeiten in Buhnenfeldern.

Zum ersten Mal ist es gelungen, die Rolle von wasserstandsinduzierten Strömungen (Gefälleströmungen) in Buhnenfeldern zu identifizieren und zu beschreiben. Sie sind vor allem für die Unterschiede in der hydraulischen Wirkungsweise von dichten und durchlässigen Buhnen maßgebend. Weitere Untersuchungen zu den Gefälleströmungen sind allerdings notwendig, um zu sicheren und allgemeingültigen Aussagen zu gelangen.

Durch die Betrachtung von Modellergebnissen mit und ohne Welleneinfluss zeigten sich generelle Unterschiede in der Wirkungsweise von Buhnen, besonders bei durchlässigen Buhnen. So hat sich angedeutet, dass die Grenzdurchlässigkeit, ab der sich eine durchlässige Buhne wie eine dichte Buhne verhält, von $P = 20\%$ (Phase I) unter Welleneinfluss auf $P = 30\%$ (Phase II) anstieg. Weiterhin konnte eine Wirbelstraße, wie sie sich typischerweise bei den Versuchen ohne Wellen (Phase I) am Kopf der ersten Buhne zeigte (s. Abb. 15), nicht festgestellt werden.

Auch der Einflussbereich der Buhnen verändert sich in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit und dem Verbauungsgrad. Systematische Untersuchungen hierzu in Zusammenhang mit dem Verbauungsgrad, den Wellenparametern, der Strandneigung, der Durchlässigkeit und den Wasserstandsverhältnissen in Buhnenfeldern sollten in jedem Fall Gegenstand zukünftiger Forschungsarbeiten sein.

Aus den Ergebnissen der Modell- und Naturuntersuchungen wurde ein neues Wirkkonzept abgeleitet, mit dem die hydraulische Wirkungsweise von durchlässigen Buhnen erklärt werden kann. Die *direkte Wirkungsweise* ist verbunden mit den verbesserten Strömungsverhältnissen landwärts der Buhnenstreichlinie bei mittleren Seegangsverhältnissen. Hierdurch werden die Ausbildung einer submarinen Terrasse in Buhnenfeldern und die seewärtige Verschiebung der Uferlinie begünstigt. Die *indirekte Wirkungsweise* ist gekoppelt mit den morphologischen Veränderungen. Bei Sturmbedingungen liegen verbesserte morphologische Bedingungen in den Buhnenfeldern vor, so dass hohe Wellen frühzeitig brechen und die Wellenenergie über einen größeren Bereich dissipiert wird. Die relativ empfindliche Stabilität dieser Terrasse bei veränderlichen Wasserstandsbedingungen mag erklären, warum durchlässige Buhnen an gezeitenarmen Küstenabschnitten eine bessere Wirkung versprechen.

In der Vergangenheit wurden i.d.R. dichte Buhnen zum Küstenschutz verwendet. Die Modell- und Naturuntersuchungen zeigen aber, dass durchlässige Buhnen erhebliche Vorteile hinsichtlich der hydraulischen Buhnenwirkung aufweisen. Deshalb wird empfohlen, den Forschungsschwerpunkt in Zukunft auf die Verbesserung der Wirkungsweise von durchlässigen Buhnen zu legen. Bei sorgfältiger weiterer Erforschung der küstennahen Prozesse sowie deren Wechselwirkungen mit durchlässigen Buhnen kann es gelingen, für die Zukunft ein Bauwerk zu entwickeln, mit dem zuverlässig und sicher der Küstenschutz gewährleistet werden kann.

8. Danksagung

Die zur Überprüfung der Modellergebnisse herangezogenen Naturmessdaten (Abschnitt 5) wurden im Rahmen des KFKI-Forschungsvorhabens „Wirkungsweise von Einbauten in See“, das dankenswerterweise durch das Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (BMBF) unter der Nr. MTK 0546 gefördert wurde, gewonnen. Die hydraulischen Modelluntersuchungen im Wellenbecken, die den eigentlichen Gegenstand dieses Beitrages bilden, wurden in Eigenfinanzierung des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, durchgeführt.

9. Schriftenverzeichnis

- BAKKER, W. T., HULSBERGEN, C. H., ROELSE, P., DE SMIT, C. u. SVASEK, J. N.: Permeable groynes: Experiments and practice in The Netherlands. Proceedings of the 19th Conference on Coastal Engineering, Vol. 2, pp. 2026–2041, USA, 1984.
- DETTE, H. H. u. TRAMPENAU, T.: Wirkungsweise von Einbauten in See (Abschlussbericht). Teilprojekt: Hydrologische Untersuchungen. Leichtweiß-Institut für Wasserbau TU Braunschweig, Bericht Nr. 828, 1998 (unveröffentlicht).
- EAK: Kuratorium für Forschung und Küsteningenieurwesen: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, EAK 1993, Die Küste, Heft Nr. 55, 1993.
- FLEMING, C. A.: Guide on the uses of groynes in coastal engineering. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Report 119, 1990.
- JÄGER, B. u. WEISS, D.: Untersuchungen zur Wirkungsweise von Buhnen in ausgewählten Küstenabschnitten. Teil 1 Testgebiet (Weiss), Teil 2 Kataster (Jäger). WWD Küste Warnemünde, 1986/90 (unveröffentlicht).
- KAMPHUIS, J. W.: The coastal mobile bed model – does it work? Proceedings Modelling '75, San Francisco, pp. 993–1009, 1975.
- KOLB, O.: Farbsandversuche mit lumineszenten Sanden in Buhnenfeldern. Ein Beitrag zur Hydrographie der ufernahen Meereszone. Petermanns Geographische Mitteilungen, 114. Jg., Heft 2, 1970.

Die Küste, 64 (2001), 1-304

- KOMAR, P. D. u. INMAN, D. L.: Longshore sand transport on beaches. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 75, No. 30, S. 5914–5927, 1970.
- KRESSNER, B.: Modellversuche über Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen. *Die Bau-technik*, Heft 25, S. 374–386, 1928.
- TRAMPENAU, T.: Hydraulische Wirksamkeit durchlässiger Buhnen – Laborexperimente und Naturuntersuchungen. *Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig*, Heft 146, S. 1–163, 2000.
- WEISS, D.: Einreihige Holzpfählbuhnen im technischen Küstenschutz von Mecklenburg-Vorpommern. *Die Küste*, Heft 52, S. 205–224, 1991.

A. Verschärfung von Brandungsregeln

Zur siebentägigen, vom „International Conference on Coastal Engineering“ (ICCE 2000) heute als „Institution of Engineers“, Association für den 16. bis 21. Juli 2000 in das noch auf die Sowjet-Östblock-voberherrschende System eingetragenen Die Teilnehmerliste für die ICCE 2000 weist gut 300 Personen auf und bestätigt damit ihren Ruf, das wohl wichtigste internationale Forum für den Austausch von Erfahrungen und Befragungen sowie Perspektiven im Küsteningenieurwesen zu sein. Dies wird sich bestätigen zu für Fachleute, die sich verstärkt Fragen der Küsteningenieurerei der Prozess der Küsteningenieurerei betreffen. Wie in den Vorjahren, so war auch die ICCE 2000 wiederum mit entsprechenden Fachfragen ausgerichtet, so dass Beiträge zu allgemeinen, sowie spezifischen Themen in der Minderheit sind. Diese Eingrenzung ist notwendig, um sich auf die wesentlichen Themen zu konzentrieren, beispielsweise auf das „Coastal Zone Management“ (Küsteningenieurwesen), vermindert werden von der Zahl der Teilnehmer zu einer Strandbuhnen begrenzt bleiben kann.

An der Konferenz naheten 19 Disziplinärgruppen den 85 „Chairs“ wurden drei an deutsche Fachleute gegeben, war etwa von Dänemark gemacht.

Von den eingeladenen Beiträgen waren etwa die Hälfte insgesamt: 34 als Vorträge und 64 als Poster. Die Beiträge betrafen sich 36 Ländern zu, wovon die Japaner mit 46 (72 und 13) die Spitzenposition einnehmen, gefolgt von den USA mit 60 (51 und 6), Australien als gastgebender Kontinent war mit 28 (22 und 6) vertreten. Der deutsche Anteil beträgt 70 (17 und 3). Zum Vergleich werden die Zahlen für einige europäische Länder mit aufgeführt: Großbritannien 43 (36 und 7); Niederlande 42 (37 und 5); Dänemark 23 (21 und 2); Spanien 17 (11 und 4); Frankreich/Portugal 6 (3 und 1); Italien 5 (5 und 0). Als früher Ostsee-Anrainer war nur Polen mit 2 (1 und 1) Beiträgen vertreten.

Konferenzsprache ist ausschließlich Englisch. Die Vorträge sind, wie bei der ICCE üblich, in einem Zeitplan eingebunden, der zeitlich ablaufende „Sessions“ leitet. Hier waren es drei bis fünf Sessions, die aufgrund der durchwegs guten Disziplin der Vortragenden, untereinander durch die „Chairs“, wiederum gut eingehalten werden konnten. Wie bereits bei der zurückliegenden ICCE 1998 wurde auch dieses Mal die Gesamtdauer für Vortrag und Diskussion auf 25 Minuten begrenzt und die fünfminütige Kürzung gegenüber den früheren Konferenzen für eine größere Anzahl von „Keynote“-Vorträgen ausgeglichen. Fachleute genützt.

Das Institut für Küsteningenieurwesen (IKW) hat die Teilnahme des Verfassers durch einen Zuschuss zu den Reisekosten unterstützt; der vorliegende Konferenzbericht bietet eine willkommene Gelegenheit, hierfür Dank zu sagen.

27. Internationale Konferenz für Küsteningenieurwesen Sydney, Australien, 2000

Von HANS KUNZ

1. Veranlassung und Besonderheiten

Zur siebenundzwanzigsten „International Conference on Coastal Engineering“ (ICCE 2000) hatte die „Institution of Engineers“, Australien, für den 16. bis 21. Juli 2000 in das sich auf die Sommer-Olympiade vorbereitende Sydney eingeladen. Die Teilnehmerliste für die ICCE '2000 weist gut 500 Personen aus und bestätigt damit ihren Ruf, das wohl wichtigste internationale Forum für den Austausch von Ergebnissen und Erfahrungen sowie Perspektiven im Küsteningenieurwesen zu sein. Dies trifft gleichermaßen zu für Fachleute, die sich vertieft mit Fragen der Erforschung oder der Praxis der Küstenprobleme befassen. Wie in den Vorjahren, so war auch die ICCE 2000 auf thematisch eingegrenzte Fachfragen ausgerichtet, so dass Beiträge zu allgemeinen, fachübergreifenden Themen deutlich in der Minderheit sind. Diese Eingrenzung ist zu begrüßen, weil dadurch Überschneidungen zu anderen Konferenzen, beispielsweise solchen zu Fragen des „Coastal Zone Management“ (Küstenmanagement), vermieden werden und die Teilnehmerzahl auf etwa fünfhundert begrenzt bleiben kann.

An der Konferenz nahmen 14 Deutsche teil; von den 85 „Chairs“ wurden drei an deutsche Fachleute gegeben, was etwa drei Prozent ausmacht.

Von den eingereichten Beiträgen wurde etwa die Hälfte angenommen: 340 als Vorträge und 64 als Poster. Die Beiträge ordnen sich 36 Ländern zu, wovon die Japaner mit 86 (72 und 14) die Spitzenposition einnehmen, gefolgt von den USA mit 60 (54 und 6). Australien als gastgebender Kontinent war mit 28 (22 und 6) vertreten. Der deutsche Anteil beträgt 20 (17 und 3). Zum Vergleich werden die Zahlen für einige europäische Länder mit aufgeführt: Großbritannien 43 (36 und 7); Niederlande 42 (37 und 5); Dänemark 23 (21 und 2); Spanien 17 (13 und 4); Frankreich/Portugal 6 (5 und 1); Italien 5 (5 und 0). Als reiner Ostsee-Anrainer war nur Polen mit 2 (1 und 1) Beiträgen vertreten.

Konferenzsprache ist ausschließlich Englisch. Die Vorträge sind, wie bei der ICCE üblich, in einen Zeitplan eingebunden, der zeitgleich ablaufende „Sessions“ festlegt. Hier waren es drei bis fünf Sessions, die aufgrund der durchweg guten Disziplin der Vortragenden, unterstützt durch das Geschick der „Chairs“, wiederum gut eingehalten werden konnten. Wie bereits bei der zurückliegenden ICCE 1998 wurde auch dieses Mal die Gesamtzeit für Vortrag und Diskussion auf 25 Minuten begrenzt und die fünfminütige Kürzung gegenüber den früheren Konferenzen für eine größere Anzahl von „Keynote“-Vorträgen eingeladener Fachleute genutzt.

Das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) hat die Teilnahme des Verfassers durch einen Zuschuss zu den Reisekosten unterstützt; der vorliegende Konferenzbericht bietet eine willkommene Gelegenheit, hierfür Dank zu sagen.

2. „Keynote“-Vorträge und thematische Schwerpunkte der Konferenz

Das Programm der ICCE 2000 wies wiederum sogenannte „Keynote-addresses“ für das gesamte Plenum aus. Sie sind in dem „Book of abstracts“ mit enthalten:

1. MICHAEL GOURLAY (Australien): History of Coastal Engineering in Australia (Book of Abstracts, Bd. 1, 1–6).
2. BILL KAMPHUIS (Canada): Designing with models (Book of abstracts, Bd. 1, 7–9).
3. YOSHIMI GODA (Japan): An overview of paradigm shifts in coastal engineering – wave pressure, wave transformations and sediment transport (Book of abstracts, Bd. 2, 1–6).
4. BRUCE THOM (Australien): Coastal Zone Management – A conundrum (Book of abstracts, Bd. 2).

Die Vorträge der ICCE 2000 sind thematischen Schwerpunkten zugeordnet, die in Vortragsblöcken („session“) zusammengefasst wurden. Knapp die Hälfte der 340 Vorträge gliedert sich in Blöcke ein, die aus mehreren „sessions“ (zwei bis fünf) bestehen. Diese Schwerpunktthemen-Blöcke ermöglichen einen guten Überblick und werden deshalb im Folgenden mit ihrem Originaltitel aufgelistet. Sie sind Fachgebieten zugeordnet, soweit dies sinnvoll möglich ist (Anmerkung: fachübergreifende thematische Überlappungen sind vorhanden); die geklammerte Zahl gibt die Anzahl der jeweiligen Vorträge an:

Seegang: wave modelling (19), wave breaking (14), long waves (8), wave forecasting (7), wave structure interaction (8).

Morphodynamik & Sedimenttransport: morphology modelling (9), coastal morphology (11), beach profile (9), inlets and entrances (9), suspended sediment (10), sediment transport (8).

Wellenbrecher: breakwaters (12), composite breakwaters (7).

Vermischtes: coastal management (10), environmental (6), remote sensing (6).

Werden alle Vorträge insgesamt betrachtet, dann zeigen die angesprochenen Hauptthemen die für ICCE-Konferenzen typische Charakteristik:

Seegang: Wellenmessung in der Natur, Wellenerzeugung im Labor, Fernerkundung, Modellierung, Seegangsklima, Richtungsseegang, Seegangsvorhersage, langperiodische Wellen, sheer und edge Wellen, extreme Wellenhöhen, Brandungszone und Brandung, brechende Tiefwasserwellen, Wechselwirkung mit Strömungen, Wechselwirkungen mit dem Boden, Wechselwirkungen mit Bauwerken.

Morphologie: Küstenmorphologie, morphologische Veränderungen, Küstenveränderungen, Seegaten und Ästuar, Strandprofile, Sohlformen, morphologische Auswirkungen von Rippströmungen, Fernerkundungen, Modellierung.

Sedimentologie: Sedimenttransport, Küstenlängstransport, Quertransport, Brandungszone, fraktionierter Transport, Suspension, messtechnische Erfassung des Transports sowie der Suspension, Modellierung.

Wasserstand und Strömungen: Tiden und Tsunamis, Küstenlängsströmungen, Rippströmungen, Fernerkundung.

Wellenbrecher: allgemeine Grundlagen, Caisson-Wellenbrecher, zusammengesetzte Wellenbrecher, Unterwasserwellenbrecher und Riffe, vertikale Wellenbrecher, schwimmende Wellenbrecher, Stabilität von Wellenbrechern, Bauwerksbelastungen, numerische Modellierung von Erosionen.

Küstenschutzwerke: Küstenschutz, Strandauffüllungen, Deckwerke, Wellenauflauf, Wellenüberlauf, Bauwerksversagen, Geotextilien und Grundwasser.

Wasserstraßen und Häfen: Entwurf und Gestaltung, Schiffsbewegungen, Schiffswellen.

Die Küste, 64 (2001), 1-304

Vermischtes, insbesondere: Küsten(gebiets)management (10), Wassergüte (4), Einbringen von Stoffen in Gewässer (3), Umweltschutz und Modellierung (7), Wellendämpfung durch Vegetation (3).

Die prozentuale Verteilung der Vorträge auf die genannten Schwerpunkte weist aus, dass die ICCE 2000 ihre Schwerpunkte vergleichbar der vorhergehenden ICCE setzte: jeweils etwa 30 % für die Bereiche „Seegang“ sowie „Morphologie & Sedimentologie“, jeweils knapp 15 % für „Wellenbrecher“ sowie „Küstenschutz & Häfen/Wasserstraßen“ und gut 10 % für die restlichen Themen („Vermischtes“).

3. Beiträge der deutschen Teilnehmer der ICCE 2000

Die siebzehn angenommenen deutschen Vorträge sowie die drei Poster sind im „Book of abstracts“, ICCE 2000 (Ed.R.J.Cox), National Committee on Coastal & Ocean Engineering, Institution of Engineers, Australia, jeweils mit zweiseitigen Kurzfassungen enthalten. Die vollständigen Texte werden als Coastal Engineering 2000, Proceedings of the 27th International Conference, July 2000, Sydney, Australia, von der American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, USA, veröffentlicht. Die Kurzfassungen des „Book of abstracts“ sind auf der web-Seite des KFKI unter <http://kfkf.baw.de> bereitgestellt. Die ausführlichen Vortragstexte können nach deren Erscheinen in der KFKI-Bibliothek ausgeliehen werden.

Im Folgenden ist zu den aufgelisteten deutschen Beiträgen angegeben: Nr. des Beitrags, Bd.Nr. des „Books of abstracts“, Institut (in Klammern, bestimmt nach dem Erstautor) – Anmerkung: die Reihenfolge der Beiträge folgt der Beitragsnummer.

Paper (Vorträge):

- BERGMANN, H. u. OUMERACI, H.: Wave loads at perforated caisson breakwaters, Bd. 1, No. 51, (3).
 OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N. W. H.; DE GROOT, M. B.; CROUCH, R. S. u. VRIJLING, J. K.: Probabilistic design of caisson breakwaters and sea walls – Present Status & Perspectives, Bd. 1, No. 55, (3).
 KORTENHAUS, A.; OUMERACI, H.: Damping of horizontal and uplift forces on horizontally composite caisson breakwaters, Bd. 1, No. 93, (3).
 IRSCHIK, K.; WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Inclined and vertical piles under large-scale wave action, Bd. 1, No. 111, (2).
 WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Breaking wave impact on a slender cylinder, Bd. 1, No. 115, (2).
 CLAUSS, G. F. u. HABEL, R.: Artificial reefs for coastal protection – Transient viscous computation and experimental evaluation, Bd. 1, No. 121, (6).
 DETTE, H. u. RAUDKIVI, A. J.: Morphologic changes, rip currents and current systems on a barred coast, Bd. 1, No. 127, (3).
 NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Evaluation of design water levels and design wave run-up for an estuarine coastal protection masterplan, Bd. 1, No. 145, (1).
 KAISER, R.; WEILER, B. u. NIEMEYER, H. D.: Evaluation of design waves for coastal protection structures in the wadden sea, Bd. 1, No. 164, (1).
 SCHÜTTRUMPF, H.; TROCH, P.; OUMERACI, H. u. DE ROUCK, J.: Prototype run-up velocities at Zeebrugge breakwater, Bd. 2, No. 200, (3).
 GRÜNE, J. u. WANG, Z.: Wave run-up on sloping seadykes and revetments, Bd. 2, No. 202, (2).
 MUTTRAY, M.; OUMERACI, H.; BERGMANN, H. u. KORTENHAUS, A.: Wave transformation on the fore-shore in front of coastal structures with different reflection properties, Bd. 2, No. 261, (3).
 VON LIEBERMANN, N. u. MAI, S.: Analysis of an optimal foreland design, Bd. 2, No. 273, (4).
 KUNZ, H. u. STEPHAN, H. J.: Fifty years of experience with the implementation of artificial sand nourishment techniques on the East Frisian Barrier Islands, Germany, Bd. 2, No. 308, (1).

- HEERTEN, G.; JACKSON, A.; RESTALL, S. u. SAATHOFF, F.: New developments with mega sand containers of non-woven needle-punched geotextiles for the construction of coastal structures, Bd. 2, No. 323, (8).
- STRYBNY, J. u. ZIELKE, W.: Extended eddy viscosity concept for wave breaking in Boussinesq type models, Bd. 2, No. 335, (5).

Poster:

- BLECK, M.; OUMERACI, H. u. SCHÜTTRUMPF, H.: Combined wave overtopping and overflow of dikes and seawalls, Bd. 1, No. 4, (3).
- ZIELKE, W.; GROSS, G.; HOYME, H.; MAYERLE, R.; RICKLEFS, K.; WINTER, C.; EPPEL, D. P. u. WITTE, G.: Predictions of medium-scale morphodynamics – *PROMORPH*, Bd. 1, No. 15, (5).
- SCHLURMANN, T.; LENGRICTH, J. u. GRAW, K. U.: Visualization of freak wave breaking in intermediate and deep water depth, Bd. 2, No. 47, (7).

Institutionen der deutschen Verfasser (nach dem Erstautor festgelegt):

- (1) Forschungsstelle Küste des Niedersächsischen Landesamtes für Ökologie, Norderney
- (2) Forschungszentrum Küste der Universität Hannover und der TU Braunschweig, Hannover
- (3) Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig
- (4) Franzius-Institut, Universität Hannover
- (5) Institut für Strömungsmechanik, Universität Hannover
- (6) Institut für Schiffstechnik, Universität Berlin
- (7) Institut für Grundbau, Abfall- und Wasserwesen, Bergische Universität Wuppertal
- (8) Naue Fasertechnik, Lübbecke

4. Erfahrungen

Wie bei den vorhergehenden ICCE-Veranstaltungen entsprachen die herausragenden Schwerpunkte der ICCE 2000 wiederum grundsätzlich denjenigen der letzten Veranstaltungen. Auf der einen Seite waren es die Grundlagenforschungen zur Physik der Prozesse für ein besseres Verständnis der Naturvorgänge im Flachwasser: Fortentwicklung mathematischer Modelle für eine verbesserte Naturähnlichkeit und – speziell bei den morphodynamischen Modellen – hinsichtlich einer verbesserter numerischen Stabilität, der Reproduktion von Langzeitentwicklungen, der Einbeziehung kohäsiver Sedimente usw. Zum anderen waren es Erfahrungs- und Ergebnisberichte, die sich vorrangig an den praxisbezogen arbeitenden Küsteningenieur richteten: beispielsweise Vorstellung interessanter Fallstudien zu Küstenschutzstrategien, Erkenntnisse über die Wirksamkeit von Bauwerken, insbesondere auch in Wechselwirkungen mit Seegang und Morphodynamik.

D.V. hat eine Zuordnung der Vorträge zu folgenden Gruppen vorgenommen: (A): Grundlagenforschung, überwiegend theoretisch und an Experten gerichtet; (B): Grundlagenforschung, die ihre Ergebnisse in einen bewertenden Vergleich stellt, insbesondere auch durch die Einbindung von Modell- oder Naturmessungen; (C): Ergebnisse praxisbezogener Untersuchungen, die insbesondere auch auf eine Anwendung ausgerichtet sind; (D): Allgemeinverständliche Vorstellung von Vorhaben/Erfahrungen mit starker Ausrichtung auf die Praxis. Anmerkung: obwohl die Gruppenelemente unscharf und die Zuordnungen stark subjektiv sind, ergibt sich ein Ergebnis, das als Orientierung geeignet und somit aufschlussreich ist: Die sich mehr einseitig an den „Theoretiker“ (A) und den „Praktiker“ (D) richtenden Gruppen erbringen jeweils etwa 15 %; der Gruppe (B) ordnen sich etwa 40 % und der

Gruppe (C) etwa 30 % zu. Dieses Ergebnis bestätigt die persönlichen Erfahrungen von vorherigen ICCE-Teilnahmen.

Zur Wissensvermittlung durch die Vortrags- und Posterveranstaltungen kommen die mit einer ICCE-Konferenz-Teilnahme gebotenen Möglichkeiten hinzu, Kontakte zu Fachleuten zu knüpfen, bestehende Kooperation zu vertiefen und einen anregenden Fachaus-tausch zu pflegen. Diese Möglichkeiten sind eine wichtige Bereicherung.

Anm. der Redaktion: Die „Proceedings“ der ICCE 2000 sind inzwischen über die KFKI-Bibliothek einsehbar bzw. können ausgeliehen werden.

Vorbereitung

Die Konferenz Coastal Zone Canada wurde als 10. im Reihe von jährlich in zwei-jährig-er Abstand jeweils in Küstennähe statt. Im Jahr 1998 wurde eine Workshop einer bilate-ralen Arbeitsgruppe für das Thema „Küstenschutz-Dialog“ durchgeführt auf der Basis ein-er deutsch-kanadischen Kooperationsvereinbarung, die im Jahr 1996 die Gelegenheit an-der Coastal Zone Canada 1998 in Victoria, BC, geschaffen wurde.

Die daraus gewonnenen, vorwiegend positiven Erfahrungen und Erfahrungen wurden von Verfassern in einem Reisebericht zusammengefasst, der DEU veröffentlicht. Insgesamt be-zeichneten das sehr fachvolle Programm, die beachtliche lokale Basis für die erfolgreiche In-tergration Küstenschutzmanagement (ICM), die Beteiligung der „Urchinwohner“ des ICM-Programms und die geplanten Aktivitäten bzw. Visionen, die als Ergebnis der Konfe-renz formuliert wurden.

Es erschien deswegen sinnvoll, auch die Nachfolgekongresse CZC2000, die vom 17. 9.-22. 9. 2000 in St. John, New Brunswick, ausgerichtet wurde, zu besuchen, um Ergebnisse und Fortschritt nach zwei Jahren beurteilen zu können. Nur der nicht passiven Rolle der Beobachter während CZC 1998 ergab sich für den Verfasser fast ausserordentlich die Gelegen-heit, Ergebnisse aus dem KFKI-Projekt MORWIN vorzutragen.

Teilnehmer und Organisation

CZC2000 war ausdrücklich als internationale Konferenz propagiert worden. Der inter-nationale Aspekt war jedoch nicht sehr offensichtlich. Von den insgesamt mehr als 600 Teil-nehmern aus 42 Ländern konnten fast 300 (50%) aus Kanada, nur 14% aus Europa und den USA und 11% aus anderen Ländern. Bei den letzteren fielen 12 Teilnehmer von den Philip-pinen und jeweils sechs aus Indien und Mexiko auf. Es kann angenommen werden, dass in diesen und anderen Ländern verschiedene Entwicklungshilfe-Programme laufen, die eine Teil-nahme begünstigen und gegebenenfalls finanzieren.

Etwas außerordentlich auf und wurde von anderen europäischen Teilnehmern bestätigt, dass die Verbindung der transnationalen Besucher in den Ablauf der Konferenz in Workshops, Postersessions etc. und selbst im Gespräch während der „nutrition breaks“ merklich-lich wurde. Diese Haltung, die auf der Vorläuferkonferenz nicht zu spüren war, erweckte sich in Übereinstimmung mit den mehrkulturellen Geistes Kanadas ungewöhnlich. Sie ist vielleicht aber u.a. auf bedauernde und existierende Schwierigkeiten mit den „aboriginale“, das Inuit und den Küstenvölkern der Indianer, die stark in den ICM-Prozess involviert sind, zurück-zuführen.

Die Konferenz wurde ausgerichtet von Trades and Commerce Canada, der Stadt St. John. Zusätzlich waren Vortragsräume im nahegelegenen Hilton Hotel angemietet worden, um die zeit-weise bis zu sechs parallelen Vortragsrunden und Diskussionsrunden beherrschgen zu können.

Coastal Zone Canada 2000

Reisebericht

Dr.-Ing. V. BARTHEL

Vorbemerkungen:

Die Konferenz **Coastal Zone Canada** findet seit einer Reihe von Jahren in zweijährigem Abstand jeweils in Küstennähe statt. In Verbindung mit einem Workshop einer bilateralen Arbeitsgruppe für das Thema ‚Küstenzonenmanagement‘, die sich auf der Basis eines deutsch-kanadischen Kooperationsvertrages gebildet hatte, ergab sich 1998 die Gelegenheit, an der Coastal Zone Canada 1998 in Victoria, BC, teilzunehmen.

Die damals gewonnenen, vorwiegend positiven Impressionen und Erfahrungen wurden vom Verfasser in einem Reisebericht zusammengefasst, der BEO vorliegt. Insgesamt beeindruckten das anspruchsvolle Programm, die bestehende legale Basis für ein erfolgreiches integriertes Küstenzonenmanagement (ICM), die Beteiligung der ‚Ureinwohner‘ bei den Küstenprogrammen und die geplanten Aktivitäten bzw. Visionen, die als Ergebnis der Konferenz formuliert wurden.

Es erschien deswegen sinnvoll, auch die Nachfolgekonzferenz CZC2000, die vom 17. 9.–22. 9. 2000 in St. John, New Brunswick, ausgerichtet wurde, zu besuchen, um Ergebnisse und Fortschritt nach zwei Jahren beurteilen zu können. Nach der mehr passiven Rolle des Beobachters während CZC1998 ergab sich für den Verfasser hier außerdem die Gelegenheit, Ergebnisse aus dem KFKI-Projekt MORWIN vorzutragen.

Teilnehmer und Organisation

CZC2000 war ausdrücklich als internationale Konferenz propagiert worden. Der internationale Aspekt war jedoch nicht sehr offensichtlich. Von den insgesamt mehr als 600 Teilnehmern **aus 42 Ländern** kamen fast 500 (80 %) aus Kanada, nur je 4 % aus Europa und den USA und 12 % aus anderen Ländern. Bei den letzteren fielen 12 Teilnehmer von den Philippinen und jeweils sechs aus Indien und Mexiko auf. Es kann angenommen werden, dass in diesen und anderen Ländern kanadische Entwicklungshilfe-Programme laufen, die eine Teilnahme begünstigen und ggfs. auch finanzieren.

Es fiel außerdem auf und wurde von anderen europäischen Teilnehmern bestätigt, dass die Einbindung der internationalen Besucher in den Ablauf der Konferenz in Workshops, Podiumsdiskussionen etc. und selbst im Gespräch während der ‚nutrition breaks‘ vernachlässigt wurde. Diese Haltung, die auf der Vorläuferkonferenz nicht zu spüren war, erschien mir in Hinsicht auf den multikulturellen Status Kanadas ungewöhnlich. Sie ist vielleicht aber u.a. auf andauernde und eskalierende Schwierigkeiten mit den ‚aboriginals‘, den Inuit und den Küstenstämmen der Indianer, die stark in den ICM-Prozess einbezogen sind, zurückzuführen.

Die Konferenz wurde ausgerichtet im Trade- und Convention Centre der Stadt St. John. Zusätzlich waren Vortragsräume im anliegenden Hilton Hotel angemietet worden, um die zeitweise bis zu sechs parallelen Vortragsserien und Diskussionsrunden beherbergen zu können.

Das führte einerseits zu Engpässen bei der technischen Ausrüstung, da in zunehmendem Maße Vorträge mit PowerPoint über Laptop und Beamer abgewickelt werden. Dabei wurden vielfach Qualität und Gehalt durch eine Vielzahl bunter Bilder ersetzt. Andererseits kamen ‚Doppelbelegungen‘ (derselbe Vortragende zu gleicher Zeit an zwei Orten eingeplant) und zu späte Annullierungen von Vorträgen vor. Der Verfasser erfuhr erst unmittelbar vor seinem Vortrag, wer der ‚chairman‘ der Sitzung war.

Die Zeitdisziplin der Vortragenden wurde sehr unterschiedlich durch die jeweiligen Diskussionsleiter überwacht, so dass Verspätungen bis zu einer Stunde nicht selten waren.

Jede Sitzung wurde von einem ‚rapporteur‘ begleitet, der als Kenner der Thematik eine Zusammenfassung erstellen sollte. Alle Zusammenfassungen wurden am nächsten Morgen in der Plenarsitzung in komprimierter Form vorgestellt. Dass wegen der Vielzahl der behandelten Themen hier keine schlagkräftigen Kernsätze vorgetragen werden konnten, hängt auch von der Tatsache ab, dass sich das gemeinsame Frühstück bis in dieses ‚daily summary‘ hineinstreckte und störte. Die Ergebnisse sollen jedoch überarbeitet und geordnet den Konferenzteilnehmern bis Ende des Jahres zur Verfügung gestellt werden.

Hierzu war der Gesamteindruck: Zu viele Beiträge; zu unübersichtlich; mehr Quantität als Qualität.

Zum jeweiligen Hauptthema des Tages wurde nach der Zusammenfassung des Vortages ein Einführungs- oder ‚Schlüsselvortrag‘ gehalten. Von ein oder zwei Ausnahmen abgesehen sollte auch hier gelten: Kürzer, prägnanter und aussagekräftiger. Dass im Zuge dieser Einführungen die Sponsoren der Konferenz vorgestellt wurden und Gelegenheit erhielten, ICM aus ihrer Sicht zu erörtern, muss als lästiges aber notwendiges Beiwerk bei solch einer Konferenzkultur gesehen werden.

Gemeinsame Kaffeepausen und ein gemeinsames Mittagessen gaben ausreichend Gelegenheit zu Einzelgesprächen und zusätzlichen Fragen.

Inhalte der Konferenz

Das Motto der Konferenz war: **Coastal Stewardship – Lessons Learned and the Path Ahead.** Dies kann frei übersetzt werden, wie folgt:

Bemühungen um die Küste – was haben wir gelernt und was liegt noch vor uns.

Unter diesem Thema gliederte sich das Programm in folgende Teile:

- Aboriginal Practices (wie verfahren die [Ur]Einwohner)
- Coastal Health (eine funktionierende Küste)
- Community-Based Actions (Aktivitäten der Gemeinden)
- Oceans Governance (die Kontrolle/Verwaltung des Meeres)
- Jugendforum

Zu jedem der Teile wurden Einführungs- und Fachvorträge gehalten, Workshops durchgeführt sowie Poster ausgestellt. Das Jugendforum war vor Beginn der Konferenz abgeschlossen worden, so dass Ergebnisse und Resolutionen bereits zur Eröffnungsfeierlichkeit der eigentlichen Konferenz am 17. 9. 2000 vorgestellt werden konnten.

Bereits während der Eröffnungsfeier wurden Themenschwerpunkte und Probleme offensichtlich. Während der kanadische Fischereiminister in seiner Eröffnungsrede auf die Bedeutung der Meere und des ICM hinwies und die Rolle der Eingeborenen in diesem Prozess hervorhob, wiesen die eingeladenen Stammesälteren schroff sämtliche versöhnlichen Worte

von sich und kritisierten mit scharfen Worten die Rolle des ‚weißen Mannes‘ und seine Unfähigkeit, die schwindenden Ressourcen des Meeres und der Küste zu schonen und sinnvoll zu verwalten. Verbindende und schlichtende Worte der Umweltministerin der Provinz New Brunswick, für die mit rd. 2000 km Küstenlinie ICM eine wichtige Rolle spielt, halfen, einen Eklat zu vermeiden.

Die Bedeutung des Jugendforums, in dem Vertreter der zukünftigen Generationen Themen des ICM diskutiert hatten, wurde in dem Abschlusskommuniquee deutlich. Dabei wurde die Bedeutung der **Nachhaltigkeit aller Aktivitäten** an der Küste herausgestellt, die wichtige Rolle der gegenseitigen **Information und Kommunikation** sowie der **Kooperation aller Beteiligten** (stakeholders). Gemeinsam mit dem Schlussredner wurde der Satz

Think globally – work locally

geprägt, der für ein gesundes Küsten-Ökosystem Bedeutung gewinnt.

Von den Einführungsvorträgen (invited lectures) bleibt besonders der des ersten vollen Konferenztages zu erwähnen. Er reflektiert auf das ‚baseline 2000‘-Dokument, das von einem externen Berater für die Coastal Zone Canada Association erstellt worden war. Es beschreibt nationale und internationale Anstrengungen und Aktivitäten in ICM und ist wegen seiner übergreifenden Bedeutung als Anhang beigefügt.

Der Vortrag fasste wesentliche Elemente und Forderung für ein sinnvolles ICM zusammen. Hervorzuheben ist, dass der Vortragende, Dr. A. Hanson, die Prozesse und die Metainformationen in den Mittelpunkt stellt. Wichtig für ICM sind die in Ästuaren und Flüssen ablaufenden Prozesse und ihre Interaktion mit den Küstenprozessen. Bei der Informationsverbreitung des **WER, WAS, WARUM, WANN** (das noch ergänzt werden sollte durch das **WIE**) für den Bereich des ICM wird häufig noch mit mittelalterlichen Methoden gearbeitet. Damit ergibt sich für ICM die vordringliche Aufgabe, Datenbasen zu schaffen und den Informationsaustausch zu ermöglichen und zu intensivieren. Ein wichtiger Grundsatz sollte immer sein: **Man muss im ICM aufbauend denken (think incrementally); ein holistischer Ansatz, mit dem man alles auf einmal erledigen will, führt selten zum Ziel.**

Ohne auf einzelne Beiträge eingehen zu können, kann zu den vorgetragenen Themenkomplexen Folgendes gesagt werden:

Aboriginal Practices:

Die Ansätze der von einzelnen Indianerkommunen geplanten und z.T. durchgeführten Projekte beruhen meist auf dem holistischen Prinzip. Dies wurde in manchen Vorträgen deutlich, in denen fast immer das ‚Konzept der begrenzten Ressourcen‘ und die ‚Notwendigkeit für schonende, nachhaltige Nutzung‘ dieser Ressourcen im Vordergrund standen. Dabei kamen auch Ureinwohner Perus, Hawaiis und der Philippinen zu Wort. In einem Workshop wurden in Rollenspielen Konflikte zwischen den Ureinwohnern, den weißen ‚Siedlern‘ und den Behörden durchgespielt.

Die Konferenz wurde überschattet durch Ereignisse in Burnt Church, einer Gemeinde in New Brunswick, in der Auseinandersetzungen zwischen Indianern und den Fischereibehörden (Sachschaden und Verletzte) über die Rechtmäßigkeit von Fangbeschränkungen und -zeiten von Hummer die in Kanada offensichtlich propagierte und praktizierte Kooperation in Frage stellten.

Unter diesem Hauptthema waren insbesondere Methoden und Verfahren der Küstenbiologie, -geologie, -geographie, des Ingenieurwesens und der Umwelt (Verschmutzung, Monitoring, Erhalt, Verbesserung etc.) abgedeckt. Eine Struktur der Vortragsbündelung war häufig nicht zu entdecken. Methoden der Information und der kooperativen Bearbeitung, wie sie im Beitrag des Verfassers, von dem eine Zusammenfassung im Folgenden eingefügt ist, vorgestellt werden, waren innerhalb von Biologie- und Geologithemen versteckt. Entsprechend war die Diskussion mühsam und bewegte sich oft nicht um das zentrale Thema.

Simulation Tools in a Distributed Working Environment for Coastal Zone Management

by

VOLKER BARTHEL*
RAINER LEHFELDT**

The development of numerical simulation tools for hind-and forecasting in the coastal environment has made an enormous leap within the last few years. Not only can the hydrodynamic processes such as waves and currents be reproduced with sufficient accuracy but the addition of a continuous update of the bathymetry based on sediment transport and balance calculations has yielded the morphodynamic model as an indispensable tool for the coastal manager. The complexity of such models and the further inclusion of e.g. biological, chemical and water quality components requires the expertise of more than one specialist. Generally, interdisciplinary teams of scientists carry out specific projects of integrated coastal zone management.

Morphodynamic models, pre- and postprocessing tools and data bases have been established in a pilot study at the German Baltic coast. Coastal engineers, numerical modellers, mathematicians and information and communication technology specialists cooperate within the framework of a task force called the 'virtual institute'. Especially developed software for efficient linking of distributed data, simulation tools and web-based documentation offer an information basis for flexible structuring of expert groups according to momentary requirements for the sake of increased efficiency and low-cost-levels.

The validity of the methods, still being improved (<http://morwin.wsd-nord.de>) have already been proven for coastal evolution. The applicability for the even more complex area of coastal zone management is obvious.

* Dr.-Ing., Managing Director, German Coastal Eng. Research Council, Am Alten Hafen 2, 27472 Cuxhaven, Germany, Tel.: (49)-4721-567385, Fax:(49)-4721-567365, <mailto:vbarthel@cux.wsd-nord.de>

** Dr.-Ing., Research Scientist, WSD Nord, Hindenburgufer 247, 24106 Kiel, Germany

Vergleichbare Ansätze gibt es, wie aus den Reaktionen und Fragen der Zuhörer zu entnehmen war, bisher nicht. Informationsdatenbanken bzw. Metadaten-Info-Systeme werden zur Zeit in Entwicklungen beim Department of Fisheries und Oceans aufgebaut. Der zuständige Bearbeiter verspricht, Unterlagen zu versenden.

Community Based Actions

Aktivitäten in den Küstenorten in Kanada sind verhältnismäßig weit verbreitet. Eine Zusammenfassung über die vielseitig angelegten Vorträge liegt bisher nicht vor und wird nach Erhalt der Gesamtzusammenfassung nachgereicht. Der Schwerpunkt der Präsentationen der

vielen vertretenen Interessengruppen, Kooperativen und Kommunen an Ost- und Westküste lag jedoch in Verfahrensfragen, Zusammenarbeit mit den zuständigen Behörden und Finanzierungsproblemen. Hinzu kommen eine Reihe von Fallstudien.

Oceans Governance

Von der Zusammenfassung des ‚Oceans Governance Day‘ bleibt Folgendes festzuhalten:

- OG ist lediglich eine Angelegenheit einer ‚gemeinsamen Jurisdiktion‘
- Das Bewusstsein für ICM muss in allen Ebenen bis zum individuellen Küstenbewohner geweckt werden
- Die Einbeziehung der Küstenbewohner, besonders der Fischer, bringt Vorteile
- Es müssen klare Definitionen für ICM erstellt werden
- Die Schutzzonen-Bereiche müssen erweitert werden
- Gutes ICM ist abhängig von guter Kommunikation/Information
- Forschung im Bereich der Meeresverschmutzung muss intensiviert werden
- Gutes Informationsmanagement ist erforderlich
- Entwicklung von Modellen
- Visualisierung von Modellergebnissen

Die o.a. Punkte sind nicht neu gegenüber den 1998 aufgestellten. Hier fehlte eine kritische Bilanzierung.

Wertvoll ergänzt wurde die Konferenz durch eine begleitende ‚Trade Show‘. Hier waren nicht nur Firmen sondern auch verschiedene Ebenen der zuständigen Regierungsbehörden vertreten. Wegen Krankheit und eines frühen Abreisetermins konnte nur der Anfang der Abschlussveranstaltung besucht werden. Das schriftliche Kompendium bzw. das Abschlusskommunique sind im Januar/Februar 2001 zu erwarten.

Zusammenfassung und Ausblick

Die CZC2000 hat gegenüber der Vorgängerkonferenz wenig Neues gebracht. Trotz der gesetzlichen Grundlage des **Ocean Act** gibt es noch zu viele Planungen und wenig Realisierungen der ICM-Grundsätze. Wenn auch gute Ansätze für ein erfolgreiches ICM vorhanden sind, ist der Weg zu einer Durchsetzung der Vorsätze noch weit. Insbesondere fehlen Ansätze zu einer effizienten Kommunikations- und Informationsbasis. Dies war jedoch bereits 1998 moniert, in den Folgejahren jedoch nicht umgesetzt worden.

Der Verfasser dankt dem Forschungszentrum Jülich, BEO in Warnemünde und dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen für die finanzielle Unterstützung zur Teilnahme an der CZC2000. Trotz der verhaltenen Beurteilung der Konferenz wird empfohlen, den Kontakt zu halten und ggfs. einen Beobachter zur CZC2002 zu senden.

Dr.-Ing. V. BARTHEL

BASELINE 2000 DOCUMENT

Why do we need a Baseline?

The long-range goal of the Coastal Zone Canada Association (CZCA) and its Coastal Zone Canada (CZC) Conference Series is to build understanding, commitment, leadership, and tools to improve the way we manage human activities in the coastal zone. To help make this happen, our conferences must build on the results of earlier events relative to Integrated Coastal Management (ICM).

While the CZCA's first three international conferences have helped meet these goals and led to important outcomes (i.e., CZC '94 Call for Action; CZC '96 Rimouski Declarations; CZC '98 Challenge Volume/Tool Kit), a coherent, well-researched baseline was considered necessary if we are to move ahead progressively. As a result, the CZCA prepared this Baseline Paper for CZC 2000 to establish the current 'state-of-the-art' in the international practice of ICM. (State-of-the-art in this context means both „the current stage of development of a practice“ and „newest or best practices“).

This paper first presents what we know about ICM in the year 2000 and then outlines today's major challenges to effective ICM. It also includes a review and analysis of ICM literature as it is practised internationally and an assessment of discussions with practitioners and academics who have designed and implemented ICM programs in many coastal nations. For further information, readers are encouraged to refer to the Association's Background Report, which is available upon request.

Baseline 2000 is designed to stimulate thought and discussion about all aspects of ICM. We encourage you to refer to it during the conference and to participate in the discussions. This paper, along with your input, will form the basis for a post-conference document to be called Beyond 2000. It will extract the essence of our conference discussions and help to provide direction about how ICM can proceed in a balanced and effective manner, while at the same time provide the opportunity to measure and report on our progress at subsequent conferences.

Environmental and Socio-Economic Conditions that Influence ICM Practice and Its Achievement

- Approximately 70 % of the Earth's non-frozen land surface drains into seas and oceans. **By assuming that all lands have a critical impact on coastal waters and should be within the coastal zone, we suggest that the inland boundary of the coastal zone should include all coastal drainage basins.**
- The coastal zone has the most complex environmental, resource, and physical systems in comparison to the earth's other environments. **While at least thirteen coastal systems interact, they usually do not at the same place and at the same time. Many of these systems are very complex and difficult to model (e.g. estuaries, watersheds, littoral cells) and this makes it difficult and costly to accurately predict the environmental impacts of development proposals or public policies.**
- The coastal zone has the highest concentration of the world's natural hazards. (e.g. coastal erosion, ocean-born storms, river flooding, storm surge flooding, earthquakes and tsunamis, and volcanoes).

- A nation's coastal zone is frequently its most valued and contentious area. **Because of its limited size, often high population density, competing uses, resource and coastal hazard concentrations, and sensitivity to damage, a coastal zone is the most difficult part of the earth's surface in which to prepare and implement an environmental planning and management program.**
- Approximately 70 % of the world's coastal zone is controlled by developing countries or those making the transition from a centralised to a market economy. **Given the obstacles that these nations face in implementing ICM, the future of most of the world's coastal resources and environments is not always optimistic. This holds true for tropical coastal resources and environments such as corals, sea grass systems, and mangroves because 95 % of the tropics are within developing nations, most of which are at the lowest end of the world's national income scale.**
- Almost half of the world's population lives within 150 kilometres of a coastline. **This area makes up less than 2 % of the earth's land area. In most coastal nations the population growth rate for the coastal zone is much higher than that of inland areas. In developing nations, much of the increase in coastal zone populations is in the lowest income groups. The efforts of these groups to meet their basic needs often result in the over-exploitation of natural resources and environmental degradation.**
- Important tropical coastal resources and environments – specifically coral reefs, mangroves, sea grass beds and coastal-dependent fisheries – continue their downward spirals of degradation, non-sustainable levels of exploitation, elimination and extinction. **In 1993 about 10 % of tropical coral reefs were damaged beyond recovery and another 30 % were likely to decline significantly in the next twenty years. No global inventory of tropical coral reefs is known to have been taken since 1993 and trend of this decline has been unpredictable since then. The coral reefs have also suffered serious decline, due in part to the bleaching related to elevated water temperatures from global warming.**
- It is estimated that mangrove forests once covered $\frac{3}{4}$ of the coastlines of tropical and subtropical countries. **Today less than 50 % remain, and over 50 % of this forest is degraded and unproductive. There is no current assessment of the global rate of mangrove loss and degradation.**
- The catches of most coastal fisheries in tropical and subtropical nations continue to decline because of over-exploitation, habitat loss, and coastal pollution. **95 percent of the world's estimated 51 million fishers are from developing countries and over 98 percent of them are small-scale operators. Many small-scale fishery operators are in the tropics and depend on coastal stocks for family sustenance as well as income.**

What Do We Know About ICM?

The Year 2000 marks the 35th anniversary of Integrated Coastal Management (ICM) as a distinct form of sustainability planning and management. Some cultures have been practising ICM activities for centuries.

A recent review and analysis of the ICM literature, and discussions with its experienced practitioners and academics, indicate a **general consensus** about many aspects of ICM practice:

- ICM is a general term for 'coastal management', 'coastal zone management', 'integrated coastal zone management', 'coastal area management and planning', 'coastal resources management', and 'integrated coastal zone planning and management';
- ICM involves the planning and management of coastal waters, the adjoining intertidal area, and the coastal lands inland to at least the maximum highest tide.
- **Integrated Coastal Management** is a multidisciplinary process integrating levels of government and community, science and management, sectoral and public interests, to provide programs for the protection and the sustainable development of coastal resources and environments.
- **ICM's overall goals are:**
 - *to improve the quality of life of communities that depend on coastal resources while maintaining the biological diversity and productivity of their coastal ecosystems;*
 - *to achieve and maintain desired functional and/or quality levels of coastal systems; and*
 - *to lower the costs of coastal hazards to acceptable levels.*
- The interacting elements of all coastal nations and semi-sovereign states that influence the allocation of coastal resource, environments and uses among competing interests can be grouped under the following five headings: [1] **coastal systems**, [2] **issues**, [3] **uses and stakeholders**, [4] **institutional arrangements**, and [5] **planning and management approaches and techniques** (Figure 1).
- ICM's primary purpose is to plan and manage **coastal resources and environments** in a way that reflects their physical, biological, socio-economic, and political interconnections.

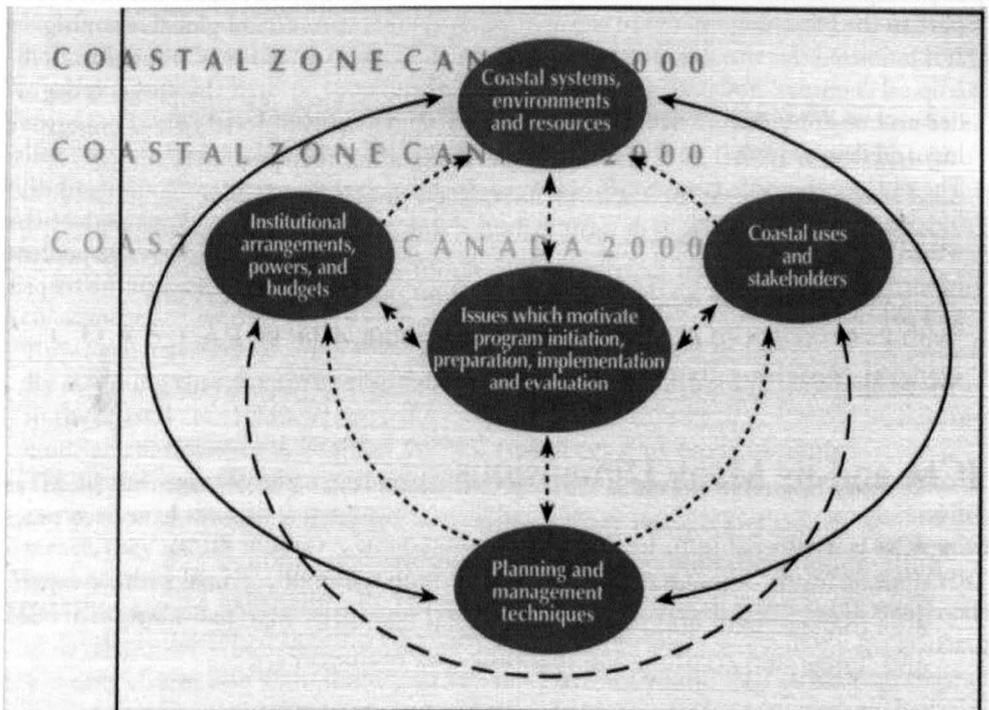


Fig. 1: Elements involved in managing coastal resources and environments

- The precise boundaries for an ICM program activity depend on the type of issues it is designed to resolve.
- Coastal systems do not plan and manage themselves **directly**. The planning and management of coastal systems is related **directly** and **indirectly** to the activities of each coastal system's stakeholders.
- The specific problems and opportunities that have influenced international ICM program development are similar despite the different socio-economic and environmental conditions, geographic and climatic factors, laws, and institutional arrangements of many coastal nations. These problems and opportunities are commonly identified as **issues** (Annex A).
- These issues are linked directly to the goals and objectives of an ICM initiative, the identification of stakeholders who should be involved, the determination of information and research needs, and the design of its institutional arrangement and its evaluation framework.
- **Coastal uses** are the different ways that coastal resources or environments can be used: economic, recreation, aesthetic, education, science, religion, and culture.
- **Stakeholders** are individuals, organisations, or groups that have a vested interest (i.e. a social, economic or regulatory/decision-making stake) in the outcome of an issue.
- An **institutional arrangement** is a combination of a nation's laws, customs, budgets, staffing, and governance structure that are established by a society to allocate resources among the competing interests of stakeholders. If a nation, or sub-national unit, has set out a plan to manage even one of its coastal resources (e.g. fisheries, beaches, sub-tidal lands, port areas) it has entered into an institutional arrangement.
- ICM has a set of: 1) **common aspects** (e.g. inter-sectoral and interdisciplinary), 2) **principles** (e.g. individuals, groups, or institutions significantly influenced by a policy should be a part of its development and implementation), 3) **components** (e.g. applied research), 4) **approaches** (e.g. flood plan management) and 5) **techniques** (e.g. impact assessment).
- ICM has many valuable **outputs** which include publications, web-sites, international and national conferences and meetings, peer-reviewed journals, education and training/capacity-building efforts, guidelines and models, and management plans.
- ICM programs produce various **outcomes** which are linked to a program's specific objectives, such as the reduction of coastal pollution or the development of sustainable mariculture.
- A good deal of ICM practice deals with conflict resolution and environmental mediation. Many ICM techniques, such as impact assessment, permit letting, and land-use plans are used to resolve conflicts among stakeholders and mitigate adverse environmental consequences.
- Effective conflict resolution requires public policy and decision-making that allows key stakeholders (including donor institutions, governmental agencies, and non-governmental organisations) to negotiate. The goal here is to develop a strategy of policy and decision-making that.

The Growth and Composition of ICM Activities

- ICM has grown steadily over the past three decades in terms of the total number of activities of participating nations and semi-sovereign states. It is now practised internationally and is generally accepted as the way to realise the goals of coastal conservation and the sustainable development of coastal resources.

- While approximately 57 coastal nations and semi-sovereign states undertook some 180 ICM efforts at the national and/or sub-national levels in 1993, by the year 2000 95 coastal nations or semi-sovereign states had initiated 345 efforts by 2000. There has been almost a doubling of ICM efforts in seven years (Table 1).

Table 1: ICM Efforts and Composition to the year 2000

Number of coastal nations and semi-sovereign states*	207
Number of coastal nations and semi-sovereign states* participating in international ICM efforts	197
Number of coastal nations and semi-sovereign states* that have or have had national and/or sub-national ICM efforts	95
<i>Number of developing nations or semi-sovereign states</i>	70
<i>Number of nations or semi-sovereign states in the tropics</i>	45
<i>Number of island nations or semi-sovereign island states with national or sub-national ICM efforts</i>	21
Total number of international, national and sub-national ICM efforts	380
Number of international regional ICM effort	25
Number of national and sub-national ICM efforts	345
<i>At the sub-national level</i>	284
<i>In developing nations</i>	156
<i>On island nations or semi-sovereign states</i>	65
<i>Focusing on estuaries, bays, lagoons</i>	138

* includes the nations and semi-sovereign states that border on international lakes and international land locked seas.

- Since 1973, almost all of the world's 207 coastal nations and semi-sovereign nations have participated in one or more ICM programs. To date, there have been 25 initiatives for the planning and/or management of international open seas, international landlocked seas, international gulfs, and international lakes.
- ICM initiatives at the national and/or sub-national levels and international regional ICM efforts are quite different. Many of the former represent a high level of commitment to prepare and implement ICM programs; international programs often have less commitment because they are consensual agreements with weak enforcement powers and inadequate budgets. As a result, many international ICM programs are ineffective at resolving their motivating issues.
- In many larger coastal nations, the ICM focus is at the sub-national level. The delegation of a national ICM program to one or more sub-national units had advantages. The program can be adapted to national policies and guidelines to reflect local variations in environmental and socio-economic conditions and to address the specific concerns of local stakeholders in order to encourage their preparation and implementation of local coastal plans.
- Approximately 40 percent of the ICM efforts are focused on estuaries, lagoons or bays that are adjacent to major metropolitan areas. This focus is an expression of stakeholder concern over conflicting uses and degradation of enclosed coastal water bodies.

Die Küste, 64 (2001), 1-304

- Since 1990, developing countries have largely accounted for the increased number of ICM activities at the national and/or sub-national levels. Seventy developing countries have now started one or more ICM initiatives at the national and/or sub-national levels.
- Almost all of the seventy developing countries have received substantial support from the group of multilateral and bilateral international assistance institutions (e.g. World Bank, Inter-American Development Bank, Canadian International Development Agency) to develop an ICM effort, and often times, to implement it.
- Approximately 55 % of the 241 ICM efforts at the national and sub-national levels (excluding the 104 efforts in the U.S.A.) have been implemented. The U.S.A. have a higher implementation rate of 95 % because of the twenty-six year time-period it has had to develop and implement its efforts and the Federal support it continues to receive for both program preparation and implementation.
- There is very little information about whether ICM activities are meeting their stated objectives. The fact that a particular ICM activity has led to the issuance of permits, the approval of local land-use plans, and the designation of marine protected areas does not necessarily mean that these actions have resolved all of the underlying issues.

ICM is not appropriate for all countries

- A set of political, environmental and socio-economic conditions needs to be in place before a country develops and implements an ICM program; without them, ICM would not be a prudent investment in resources for many coastal nations or sub-national units.
- Many coastal nations or sub-national units do not have sufficiently compelling socio-economic links to coastal resources (e.g. coastal-dependent fisheries, mariculture development potential, coastal tourism and recreation and coastal forestry), environments (e.g. wetlands or coral systems of international importance) or hazards to justify the costs and time-period required to prepare and implement an ICM program.
- The destructive political, social, and economic conditions of some developing countries (such as civil war or financial corruption) seriously weakens their capacity to implement ICM.
- In most nations or sub-national units, ICM requires democratic institutions for the successful preparation and implementation of a program, especially if they are funding their own ICM efforts because international donor support is significantly reduced or terminated.
- Democratic institutions may also facilitate community-based management as an approach for the preparation and implementation of plans, policies, and programs.

ICM Literature

- There is an increase in international ICM literature. At least 218 topic areas relate directly to ICM and most of them have their own information exchange networks (e.g. Web-sites, periodicals, conferences).
- There are between three and four thousand books, documents and articles on ICM. ICM literature is not only growing in size but it is also dividing internationally into more specialisations and regional collections. These three factors make it more difficult for ICM

- practitioners to locate relevant information and for any one ICM program to benefit from the experiences of others.
- There is sufficient general guidance literature on ICM as an international practice. At least twenty-nine key guidance documents have been produced over the past decade and a body of knowledge about important ICM principles now exists.

Major Challenges to ICM?

ICM practice has developed a good understanding of the approaches, key principles and guidelines, frameworks and techniques for organizing and implementing programs, and is beginning to benefit from collective experience. However, when it is compared to other forms of planning and management, ICM must meet many challenges before it becomes a distinct form of sustainability planning and management and produces the necessary outcomes for our coastal areas.

There are six groups of these challenges which will help focus discussions at CZC 2000, and at later international and national workshops, conferences and academic sessions:

Defining the Challenges Facing ICM

Improving Information Exchange

Guidance Literature

Model Planning and Management Approaches

Education and Training

Measuring the Performance of ICM Efforts

Each section is organised into (i) a Baseline Statement; (ii) Key Challenges; and (iii) Questions. The questions are intended to stimulate discussion and develop consensus about ways to meet the ICM challenges.

Defining the Challenges Facing ICM

Baseline:

ICM takes considerable time to design and implement; it involves a long-term commitment and can therefore be difficult to reconcile with shorter-term political agendas. A review of the literature on ICM, environmental planning, and international development, suggests that there are many barriers to the implementation of any integrated plans, particularly in developing nations.

Weak governance in public sectors (e.g. health care or education) is an impediment to effective ICM. The list below summarizes some of the key challenges.

Challenge:

Impediments to all nations:

Information and predictability

- Modelling complex systems in order to make adequate impact assessments.
- Inadequate or missing baseline data/information and the time-series data/information needed to make impact assessments as well as to evaluate programs and projects.
- Objectives in laws and programs are not sufficiently specific to establish indicators for monitoring and evaluating programs and projects.

Die Küste, 64 (2001), 1-304
 Costs, benefits and their incidence among stakeholders

- Many coastal resources are considered common property (such as fish, coastal aquifers, and coastal waters) and are exploited with little concern for other users or for maintaining a sustainable use level.
- Placing socio-economic values on indirectly measurable qualities (e.g. rare and endangered species, bio-diversity, aesthetics). These values are typically benefits and are compared to directly measurable costs such as employment and income generation.
- The incident and significance of benefits and costs among stakeholders. Usually the costs are significant and confined to a small number of influential stakeholders, while the benefits are spread widely to the larger public and/or to relatively non-influential stakeholders.
- The disparity in costs over time (usually immediate) and benefits (usually takes years to become evident).
- Governments' reluctance, in most cases to consider the long-term costs and benefits.
- Lack of high-level support for ICM (particularly in terms of powers and budget) because the socio-economic benefits of ICM are ineffectively communicated to the majority of voters and their elected officials.

Institutional arrangements

- Inadequate laws and regulations fail to provide the ICM program with an institutional arrangement that can be integrated and with clear, measurable and non-conflicting objectives and the necessary powers and budget to resolve the outstanding issues.
- The ICM institutional arrangement and resources cannot break through the competitive strategies of government sectors and their supporting stakeholders who perceive ICM as a threat to their vested interests.
- Weak institutional arrangements for cross-sectoral integration.
- Reliance on command-and-control approach to implement the program.
- Planning is fragmented into disconnected geographic areas.
- The government's budget-making process provides the ICM program with inadequate funding.

The distribution of power and access to power

- Pro-development institutions are often better connected to decision and policy-makers than pro-conservation interests.
- Pro-development institutions are usually better represented than pro-conservation institutions in public fora because they can afford to pay staff and experts to continually represent their interests.
- Laws to protect private property rights constrain planning and implementation options.
- Laws, procedures, and costs deter public interest groups from lobbying to enforce environmental protection laws.

Demographics

- The nation's governance capacity is severely constrained by many and often deep divisions among its population (e.g. race, religion, ethnic group, linguistic group, socio-economic class, or desire for regional autonomy).
- Basic human survival needs (food, security, adequate shelter) often outweigh the need to conserve and protect coastal resources.
- Increases in population impede gains achieved by planning, management and development improvements.

The culture of decision-making

- Governance is often controlled by a relative small group and carried out with little public involvement.
- Relatively little decentralisation of power to lower levels of governance, particularly the local communities and/or resource users who usually determine the success or failure of sustainable development efforts.
- Environmental issues are often a low priority when compared to development opportunities.
- Corruption can influence government decisions made in „the public interest“. Government service is often perceived as an opportunity to gain wealth and power.
- Absence of a free press as well as access to „public“ information.
- High illiteracy rates that limit public understanding of, and involvement in, governance.
- Limited ability of non-government institutions to effect changes in governance in some countries.
- Weak enforcement of and compliance with laws and regulations.

Institutional capacity

- Government institutions responsible for environmental quality and natural resources conservation are often powerless when compared to the more established pro-development government organisations.
- Difficulty hiring competent indigenous staff and program managers because of low pay, poor working conditions, and inadequate education/training.
- Reliance on foreign consultants does not build an adequate local infrastructure capable of sustaining the program when donor assistance is decreased or withdrawn.

Information base

- Land tenure is often difficult to establish.
- Absence of basic planning and management information (e.g. topographic contour maps).
- Lack of appropriate technology (e.g. GIS) and/or staff capable of using and/or maintaining it.

Questions:

1. How many of these obstacles have you encountered in your country and its ICM program?
2. Have you encountered other barriers in the preparation and/or implementation of ICM programs?
3. Which obstacles could be most easily overcome in the near future?

Baseline:

Almost all public policy programs base their arguments for significant budget increases on the achievement of program objectives. When compared to national and international budgets for natural resources planning and management or city and regional planning, the ICM program often has a small budget.

Challenge:

There is a number of reasons for ICM's budget disparity:

- The ICM community has not made a convincing socio-economic argument to the individuals and organisations that control ICM program funding.
- The ICM community has not developed a performance assessment process that can compare ICM favourably with competing programs.
- At a national or a sub-national level, it is very difficult to organize and sustain widespread support for ICM.
- It will always be a challenge to find common ground between stakeholders with vested interests in non-sustainable development and pro-conservation stakeholders.
- There are also deep conflicts within many coastal-oriented sectors:
 - among different types of fishing operations;
 - between industrial and artisan fisheries;
 - between commercial and sport fishing;
 - among various approaches to coastal erosion and/or flood control;
 - among different types of coastal tourism; and
 - among uses allowed in protected areas.

Questions:

1. Are ICM initiatives sustainable (i.e. supported by governments after initial assistance efforts end)?
2. How can the international donor community and developed nations be persuaded to invest sufficient financial and non-financial resources in the preparation and implementation of ICM programs so that the efforts do become cost-effective and can achieve their primary objectives?

Improving Information Exchange

Baseline:

ICM practice could take greater advantage of the 35 years of experience in over 380 international ICM initiatives with different political regimes, environments, and levels of national economic development. ICM practitioners often lack the time and the facilities to gather ICM information and, as a result, do not benefit from the rich and varied history of ICM efforts.

Challenge:

- One of the greatest challenges is how to exchange ICM information more effectively and efficiently on a national and international level.

- To make practitioners realize that information from one nation or sub-nation may have direct relevance to their situation.
- To provide literature that presents lessons learned in specific ICM activities.

Questions:

1. *What information exchange networks do you use?*
2. *Do you search the Internet for Web-sites that are relevant to your information needs?*
3. *Do you think a searchable data base of ICM topics would be a more effective Internet search system than that which you currently use?*
4. *Do you think that international ICM initiatives could be made more effective by the development of a global data base of ICM efforts that would focus and facilitate the exchange of international and national information?*
5. *Do you think that all aspects of the Internet, particularly Web-site development and the new generation of GIS technology with its application to policy, planning and decision-making could help resolve many of the challenges to ICM practice (e.g., learning from experience; building effective and efficient information exchange networks; developing and sustaining a supportive constituency; and achieving broad-based and lasting consensus among stakeholders for the allocation of coastal resources and uses among competing interests)?*

Guidance Literature

Baseline:

During the 1990s, a considerable amount of guidance literature on the international practice of ICM was published. Much of this literature was produced with the support of international ICM assistance institutions.

There are at least twenty guidance documents for ICM as an international practice and an additional nine dealing with such topics as institutional arrangements, science applied to ICM, and lessons learned from ICM in the tropics (Annex B).

Challenge:

- International assistance institutions and domestic organisations have developed most of the guidance principles.
- In general, the principles are not based on hypotheses that can be tested and many have not been evaluated.
- While additional **general guidance on ICM as an international practice** appears unnecessary, most coastal countries, particularly developing countries, need the guidance for the following:
 - Development, such as coastal tourism, mariculture, urban expansion, second-home subdivisions, coastal forestry, agricultural practices in coastal watersheds, and oil and gas exploitation, that, if not carefully planned and managed, can lead to adverse environmental or socio-economic impacts within the coastal zone.
 - The need to control coastal erosion and protect the coast from storms can, if not carefully addressed, result in coastal engineering works which have negative environmental impacts.
 - Planning and management of common types of ecosystems (eg. coral atolls, mangroves, beaches and dunes) or development types in typical environments, such as harbours, bays or estuaries adjoining large metropolitan areas.

Questions:

1. *Do we need guidelines on types of development and coastal engineering? The guidelines could be connected to current examples that illustrate how development and engineering can be usefully deployed to enhance the successes of ICM.*
2. *Should guidelines be prepared for common types of coastal ecological systems and their typical types of development? The guidelines could be connected to current examples that illustrate how they have been successfully applied in the real world.*
3. *Should nations with coastal zones containing extensive resource development, natural resources, and a highly varied coastal geography prepare their own set of guidelines?*
4. *In what areas could guidance literature be made useful to you or your program? Does your country or state have a set of ICM guidelines?*

Model Planning and Management Approaches

Baseline:

Thirty-five global issues have been grouped to serve as an index to organize information exchange networks and prepare model planning and management approaches to resolve issues (Annex A).

Challenge:

Let us assume that there is a manageable number of common international coastal management issues and that their coastal systems which generate each common international issue follow the same physical rules (eg. water always runs downhill) despite their different geographical locations and levels of development.

Questions:

1. *Should a model planning and management approach be prepared for each "global" coastal issue? Each common planning and management approach would involve a multi-step process and each step would provide the appropriate techniques and information. Some steps may require a specific institutional arrangement and the approach could be linked to real-life examples.*
2. *Do you know of any model planning and management approaches for resolving one of the common types of ICM issues?*

Education and Training

Baseline:

Effective involvement of interested parties in ICM is being hampered by a lack of understanding and awareness. Institutions such as the Canadian and American Marine-Affairs Professionals Association (MAPA) have been created to improve marine-affairs education in institutions of higher learning.

Challenge:

The challenge is to educate and train interested parties from a variety of backgrounds to participate in ICM

Questions:

1. Should MAPA and/or other similar organisations construct a data base for information about all higher-education courses in marine affairs (which would include ICM) and about short-term, non-degree training courses? Should aids for ICM education be prepared for an interactive video disk to store images of the major types of coastal development, resources and environments; a case Training series; and a documentary film on ICM „success“ stories?

Measuring the Performance of ICM Activities

Baseline:

Evaluating the performance of ICM programs against their objectives is important if we are to demonstrate their effectiveness. The practice of program evaluation always makes three distinctions in respect to programs and projects – inputs, outputs and outcomes.

- Most ICM evaluations emphasise outputs (e.g., plans, permits, meetings, publications) rather than outcomes (e.g., reaching desired levels of coastal water quality, providing adequate public access, affording sufficient protection of rare and endangered species, maintaining sustainable fisheries or tourism, or empowering local communities to manage their natural resources.)

There are a number of reasons why outcome assessments of ICM efforts are done infrequently:

- No consensus on appropriate indicators for measuring specific outcomes;
- Absence of good quality baseline and time-series data on the indicators;
- The inherent difficulty in modelling many types of cause-and-effect relations;
- The number of years needed for the effects of human activities to become apparent;
- Determining causation (e.g., determining the extent to which the ICM effort, rather than other factors, caused the outcome being measured);
- The time and money required to assess the performance;
- Frequent absence of structured approaches to measure the effectiveness of an ICM initiative;
- Case studies, surveys and anecdotal information are often the only means used to measure the effectiveness of an ICM initiative;
- The non-rigorous and easily biased information derived from these techniques is having less and less impact upon decision-makers who determine the fate of an ICM effort;
- Managers of ICM initiatives are, on occasion, reluctant to being evaluated by independent institutions. However, such assessments can be more objective and lead to improvement in most aspects of a program or project.

Challenge:

Performance assessment should be used to evaluate programs and determine appropriate changes. Management capacity assessment is used to determine whether management structures and governance processes meet generally accepted standards and international experience. The purpose of these assessments is to improve project design or a program internally.

The challenge in the development of a system for monitoring and evaluating ICM performance is the lack of consensus on:

- Specific and measurable national and/or sub-national objectives (which in turn depends on consensus on the specific issues that ICM effort should address);

- Valid and cost-effective indicators that should be used to measure the extent to which an objective is being achieved; and
- National or sub-national standards (or targets) and time-tables (milestones) that should be achieved.

Questions:

1. *What are the inputs, outputs, and intended outcomes of your ICM program or project?*
2. *What indicators would you suggest should be used to measure these outcomes?*
3. *What other programs or projects could influence each of the outcomes?*
4. *Has the ICM program changed how day-to-day business is conducted?*
5. *Can we reach agreement on specific ICM indicators and standards?*
6. *Can national or state governments and international donor agencies investing in ICM, develop an evaluation and reporting system that responds to and learns from performance assessments?*
7. *Should a co-ordinated and adequately funded program of workshops, surveys and analyses reports be prepared for the ICM community to reach consensus on specific measurable objectives? The goal would be to develop a monitoring and evaluation system for national, sub-national, international-regional ICM programs that can be used for performance assessment, could such a system be linked to a report card system that is accessible to all stakeholders by Web-site and periodicals.*
8. *Should a national and international „state-of-the coast“ report card system(s) be developed to help elected officials, public policy and decision makers, and coastal stakeholders manage coastal areas more effectively?*

Concluding Points

The purpose of this paper was to review the global status of ICM and to establish a baseline for improving ICM international practice at the beginning of the new Millenium. It also provides evidence that ICM is a well-advanced approach for coastal conservation and sustainable development.

While consensus is building among practitioners on principles, concepts, definitions, approaches, and techniques, new ICM initiatives are forming at all levels of governance. Well-established programs are improving and becoming more effective, efficient and equitable. The growth in performance assessments of ICM programs should further strengthen ICM initiatives.

Noticeable progress has been made to resolve ICM's motivating issues in developed coastal nations and some developing countries; coastal waters are less polluted; there are fewer toxic spills; fish stocks are stabilising; the public has improved access to the coast; coastal and marine protected areas have preserved many formerly threatened coastal and marine habitats and populations; wetland and estuary systems have been restored and expanded; derelict and under-utilised waterfronts have been redeveloped; and many hazard-prone areas now have appropriate development restrictions. However, few ICM report systems are in place to record these improvements and it is not always possible to measure the extent to which an ICM program contributed to an improvement.

Advancement in ICM practice depends largely on improving the quality of ICM's global and national information exchange. The following six frameworks may enhance ICM's information exchange and international practice:

1. A global database for ICM efforts;
2. A global database of ICM topics;
3. An index of common impediments to ICM (was well as other types of sustainability planning and management),
4. An index of the common issues that have motivated ICM efforts;
5. Model planning and management approaches for resolving common issues;
6. The application of performance assessment to evaluate and improve ICM programs.

The future for successful ICM programs in most developing nations appears to be less than optimistic. ICM, as a comprehensive and rational decision-making approach that is designed to allocate resources effectively and equitably among competing interests, requires many elements of good national and/or sub-national governance for it to work. Those affected by policy and decision-making need to have an opportunity to have meaningful involvement in the process. Such involvement means an open and transparent policy and decision-making process, freedom of speech, freedom to assemble, and adequately informed stakeholders.

Reversing the degradation and loss of most of the world's tropical coastal resources and ecosystems remains a difficult process. Ninety-five percent of tropical coastal habitats and resources are in developing countries and the data on coral reefs, mangroves, sea grass beds, and coastal fisheries continue to demonstrate patterns of degradation and loss.

It is possible to sustain successful ICM programs in developing coastal nations if international assistance institutions support programs that improve governance practices. Nonetheless, creating good governance practices is a costly and long-term process which may be resisted by some governing bodies.

Acknowledgements

This paper was prepared by Jens Sorensen of the Harbour and Coastal Centre, University of Massachusetts, Boston, Massachusetts, U.S.A. for the Coastal Zone Canada Association in preparation for its fourth international conference, CZC2000. Larry Hildebrand of Environment Canada, Dartmouth, Nova Scotia was the project manager and principal editor on behalf of the CZCA. It was translated by Edouard Allain for Fredericton, New Brunswick.

(Anm. d. Hsg.: Das vollständige Dokument und Annex A und B können auf Anforderung bei der KFKI-Geschäftsstelle eingesehen werden.)

Buchrezension

Oskar Tenge: Der Jeversche Deichband: Geschichte und Beschreibung der Deiche, Uferwerke und Siele im dritten Oldenburgischen Deichbande und im Königlich Preußischen Jadegebiet. Reprint der Originalausgabe von 1898. Hrsg.: III. Oldenburgischer Deichband. Bockhorn: Berg, 1999, ISBN 3-9806956-0-3, 386 S., Beiheft mit 18 Karten, zusammen in stabiler Mappe, DM 64,80.

1898 erschien das Werk des lange Zeit in hochrangiger Stellung in Oldenburg tätig gewesenen Deichbauers und Entwässerungsingenieurs Oskar Tenge in 2. Auflage (1. Aufl. 1884). Die Darstellung der geschichtlichen Vorgänge und des damaligen Deich- und Sielwesens, erläutert durch zahlreiche Karten, hat über gut ein Jahrhundert Deich- und Wasserbauern, aber auch Historikern, Landeskundlern und Heimatforschern den Ansatz für weiterführende technische Vorhaben und für wissenschaftliche Forschungen gegeben. Unserer heutigen Generation, die mit modernen Fachausdrücken umgeht, kommt zugute, dass Tenge damalige juristische und geschäftliche Begriffe, derzeitige Verfahrensweisen im Rechts- und Verwaltungswesen sowie frühere Maße aufgearbeitet und zugänglich gemacht hat.

Auf Anregung des Vorsitzenden des Marschenrates zur Förderung der Forschung im Küstengebiet der Nordsee, Dr. Wolf Haio Zimmermann, ergriff Otto Haschen, Vorstandsmitglied des III. Oldenburgischen Deichbandes, die Initiative, das Werk Tenges durch den Deichband in einer gefällig mit historischen Karten geschmückten Mappe nochmals als Reprint herauszugeben, wozu die Raiffeisen- und Volksbanken in Friesland und Wilhelmshaven eine finanzielle Unterstützung gaben.

Vorangestellt sind dem Textband „Daten zu Oskar Tenges Leben“ und ein ausführlicher Beitrag von Wolfgang Hartung (+) „Der Deichgräfe Oskar Tenge und das oldenburgische Deichwesen“.

Der Text gliedert sich in die drei Abschnitte „Geschichte der Deiche von 1511 bis 1721“, „Entwicklung des Deichwesens von 1718 bis zur Gegenwart“ und „Geschichte und Beschreibung der Siele der im dritten Deichbande belegenen Sielachten“, denen ein Anhang mit dem Ortsverzeichnis sowie Nachträgen und Berichtigungen und ein Nachtrag zum Zeitraum zwischen den ersten beiden Auflagen folgen.

Die beiden deichgeschichtlichen Abschnitte und der das Sielwesen betreffende Abschnitt umfassen den Teil der Küste von der Friesischen Wehde bis zum ostfriesischen Harlingerland. Zu Beginn des ersten Abschnittes setzte sich Tenge mit dem sich z. T. auf legendäre bzw. unsichere Quellen stützenden älteren Forschungsstand auseinander. Dabei lokalisierte er überzeugend die verloren gegangenen Kirchspiele mit den ehemaligen Dörfern und Wohnplätzen und führte die Gründe für den Verlust von sechs Kirchspielen allein im alten Rüstringen auf. Die Ursache hierfür sah er nicht so sehr in den Einwirkungen der Antoniflut von 1511 selbst, sondern in der über 16 Jahre lang unterlassenen Wiederherstellung der beschädigten Deiche. Die Küstenveränderungen zwischen Sande und Zetel infolge des Einbruchs des „Schwarzen Bracks“ in das Gebiet der oberen Maade und ihrer Quellflüsse sind auf maßstabgerechten Karten dargestellt und mit nachgezeichneten Kartenskizzen aus geschichtlichen Akten näher erläutert. Mit der „Karte von Rüstringen vor 1511 und nach der Wiederbedeichung bis zum Ende des sechszehnten Jahrhunderts“ entstand erstmals eine genaue Karte von der Ausdehnung der Maadebucht mit den nach und nach entstandenen Deichlinien, die noch heute Grundlage für die Küstenforschung dieses Gebietes ist. Dargestellt werden dann die dramatischen Ereignisse bei der Schließung des Ellenser Dammes 1615, die das Ende der in Neustadtgödens betriebenen Hafenwirtschaft bedeutete und einen

langen Rechtsstreit zwischen Ostfriesland und Oldenburg auslöste, dessen Akten manchen Aufschluss über die derzeitige Küstensituation geben. Darauf hingewiesen werden soll auch, dass aus Anlass der Schäden der Fastnachtsflut von 1625 nach Befragung der Deichrichter im Auftrag Graf Anton Günthers von Oldenburg ein durch farbige Karten erläutertes Notariatsinstrument entstanden ist, dessen deichgeschichtlich relevante Angaben Tenge in einer Tabelle zusammengestellt hat, womit erstmals der Bestand an Deichen vollständig angeführt ist. Auch über die vielen schweren Schäden durch die Weihnachtsflut von 1717 und über die lang andauernden und aufwendigen Wiederherstellungsarbeiten werden, insbesondere für den Raum um Sande, wissenswerte Angaben gemacht.

Im zweiten deichgeschichtlichen Abschnitt beginnt Tenge mit der Schilderung umständlicher und langwieriger Verfahren, um nach der Flut von 1717 eine gerechtere Verteilung der Deichlasten zu erreichen. Widerstand dagegen gab es vor allem wegen der Aufhebung der Befreiungen von Diensten und Lasten, deren sich adlig Freie und in immer größerer Zahl auch Beamte der Verwaltung erfreuten. Schwierig gestaltete sich außerdem die Umwandlung der auf Dienstleistungen beruhenden „Pfunddeichung“ in die durch Umlagen abzugeltende „Kommuniondeichung“. Erst mit der „Landesherrlichen Verordnung“ 1846 als Vorläufer der „Oldenburgischen Deichordnung“ von 1856 gelang eine gesetzliche Bestimmung darüber, „dass alle unter dem Schutz des Schaudedeiches belegenen Marsch-, Geest- und Moorländereien, namentlich auch die landesherrlichen Domainen nach ihrer Größe und Bonität die Deichlast, ordentliche und außerordentliche, ... gleichmäßig zu tragen haben“. Mit dieser Deichordnung wurde zudem aus mehreren kleineren Verbänden der Jeversche Deichband als leistungsfähiges und unter weitestgehender Selbstverwaltung stehendes Gemeinwesen geschaffen.

Der dritte Abschnitt befasst sich mit dem Sielwesen, das seit dem Bau der ersten Deiche eng mit diesen verbunden war und auch zu genossenschaftlichen Verbänden führte, die aber kleiner als die Deichbände waren. Tenge hat auch die zu seiner Zeit vorhandenen Sielbauwerke mit ihren Maßen und mit den jeweiligen Verhältnissen zwischen den Höhenlagen der Durchlässe und denen der Wasserstände vor und hinter den Toren beschrieben und auf Zeichnungen im Kartenteil dargestellt.

Liest man im letzten Absatz: „Im Ganzen entspricht die Abwässerung in allen drei Sielachten dem Bedürfnis...“, dann ersieht man die Errungenschaften, die die Technik des 20. Jahrhunderts mit dem Bau der modernen und großen Siele Harlesiel, Wangersiel, neues Maadesiel und Dangaster Siel und dem Ausbau der Gewässer geschaffen hat.

WALDEMAR REINHARDT