

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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



3950-A-2012-0000044

Die Küste

ARCHIV
FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

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

HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Heft 52 – 1991

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

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0575-5

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

BUZIEK, GERD, Dipl.-Ing., Callinstr. 32, 3000 Hannover 1; FÜHRBÖTER, ALFRED, Prof. Dr.-Ing., Joseph-Fraunhofer-Str. 35, 3300 Braunschweig; JENSEN, JÜRGEN, Dr.-Ing., Wedeler Landstr. 157, 2000 Hamburg 56; LASSEN, HORST, Dipl.-Ing., Alte Rabenstr. 30, 2000 Hamburg 13; MANZENRIEDER, HELMUT, Dr.-Ing., Husbrock 27, 2900 Oldenburg; ROHDE, HANS, Dr.-Ing., Ligusterstieg 10, 2083 Halstenbek; SCHIRMER, MICHAEL, Dr., Universität Bremen, 2800 Bremen; SCHLEIDER, WILFRIED, Dr.-Ing., Schloßplatz 9, 2960 Aurich 1; SCHÖNFELD, WOLFGANG, Dipl.-Ing., Bernhard-Nocht-Str. 76, 2000 Hamburg 4; SCHUCHARDT, BASTIAN, Dr., Rembertistr. 29, 2800 Bremen; SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing., Dalmannstr. 1, 2000 Hamburg 11; SNIPPE, BEREND, Dipl.-Ing., Marco-Polo-Str. 12, 2940 Wilhelmshaven; WEISS, DIETRICH, Dr.-Ing., Rügener Str. 39, O-2520 Rostock 22; WITTE, HANS-HEINRICH, Dr.-Ing., Kuchelweg 5, 2000 Hamburg 52; WOHLBERG, ERICH, Prof. Dr., Schückingstr. 32, 2250 Husum.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen.
Vorsitzender: Ltd. Baudirektor HANS DIETER BÜCKEN, Theodor-Heuss-Allee 21, 2800 Bremen.
Geschäftsführer: Dr.-Ing. HEINZ WISMER, Hindenburgufer 247, 2300 Kiel.
Schriftleiter: Dr.-Ing. HARALD GÖHREN, Dalmannstraße 1-3, 2000 Hamburg 11.

Inhaltsverzeichnis

FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dr.-Ing. WITTE, HANS-HEINRICH, Dr.-Ing. Die dynamische Verweilzeit und ihre Beziehungen zum Wellenauflauf und -ablauf an einer Deichböschung 1:n = 1:6	1
WOHLLENBERG, ERICH, Prof. Dr. habil. Der Seedeich Porrenkoog bei Husum, eine deichbauhistorische Dokumentation vor Ort vom Mittelalter bis in die Gegenwart	33
LASSEN, HORST, Dipl.-Ing. SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing. Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980. (Schlußbericht eines KFKI-Projektes)	85
SCHLEIDER, WILFRIED, Dr.-Ing. BUZIEK, GERD, Dipl.-Ing. Digitales Geländemodell Küste (DIGEKÜ) – Grundlagen und Aufgabe –	139
SCHUCHARDT, BASTIAN, Dr. SCHIRMER, MICHAEL, Dr. Zur Sedimentationsdynamik in den tideoffenen Bremer Seehäfen	145
SIEFERT, WINFRIED, Prof. Dr.-Ing. Über Eintrittswahrscheinlichkeiten von Windstau, Oberwasser und örtlichem Wind in einem Tidefluß am Beispiel der Elbe	271
SCHÖNFELD, WOLFGANG, Dipl.-Ing. JENSEN, JÜRGEN, Dr.-Ing. Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Wasserstandszeitreihen von deut- schen Nordseepegeln	191
WEISS, DIETRICH, Dipl.-Ing. Einreihige Holzpfahlbuhnen im technischen Küstenschutz von Mecklenburg-Vor- pommern	205
ROHDE, HANS, Dr.-Ing. Die Veränderung der Scheitelhöhen hoher Sturmfluten in Hamburg	225
FÜHRBÖTER, ALFRED, o. Prof. Dipl.-Ing. Eine theoretische Betrachtung über Sandvorspülungen mit Wiederholungsinterval- len	241
MANZENRIEDER, HELMUT, Dr.-Ing. SNIPPE, BEREND, Dipl.-Ing. Kontinuierliche Beobachtungen der Gewässersohle mit einem Sandstandpegel . . .	255

Die dynamische Verweilzeit und ihre Beziehungen zum Wellenauflauf und -ablauf an einer Deichböschung 1:n = 1:6

VON ALFRED FÜHRBÖTER UND HANS-HEINRICH WITTE

Zusammenfassung

Die dynamische Verweilzeit gibt in Form einer Dauerlinie an, in welchen Zeitabschnitten beim Wellenauflauf und Wellenablauf eine Böschung von Wasser bedeckt ist. Die Verweildauer $D = 0\%$ gibt dabei den höchsten Wellenauflauf, die Verweildauer $D = 100\%$ das tiefste Wellental einer Wellenfolge an, die sowohl in Form von regulären Wellen als auch in der Form eines Wellenspektrums vorliegen kann. Die dynamische Dauerlinie ist sehr gut für die Voraussage von Extremereignissen (höchster Wellenauflauf oder tiefstes Wellental) geeignet.

Es bestehen enge Beziehungen der dynamischen Dauerlinien zu den Wellenauflaufhöhen, dem Reflexionsverhalten und den Wellenauf- und Wellenablaufgeschwindigkeiten, die sämtlich als Funktionen der dimensionslosen Brecherkennzahl ξ dargestellt werden können. Dies gilt auch für rauhe Böschungen und für die Wellenspektren; abschließend wird die hohe Bedeutung der Böschungsneigung 1:n für die Wellenbelastung aufgezeigt.

Summary

The residence time shows in the form of a duration curve the time that an embankment is covered by water during wave run-up and run-down. The residence time $D = 0\%$ is associated with the highest wave run-up level and $D = 100\%$ with that of the lowest wave trough for a sequence of regular or irregular waves. The residence time duration curve is shown to provide a means for the prediction of extreme values (highest and lowest wave water levels).

There are strong links between the residence time duration curve and the wave run-up/run-down, reflexion processes and the run-up/run-down velocities, each of which can be described as functions of the dimensionless breaker number ξ . This includes also rough slopes and spectrally distributed waves. Attention is also drawn to the dominant influence of the slope ($\tan\alpha = 1:n$) on the various kinds of wave loadings of embankments.

Inhalt

1. Einleitung und Aufgabenstellung	2
2. Zur Definition der dynamischen Verweilzeit und der dynamischen Dauerlinie	2
3. Wellenauflauf und Wellenablauf sowie das Reflexionsverhalten in Zusammenhang mit der dynamischen Dauerlinie	7
4. Wellenauf- und Wellenablaufgeschwindigkeiten sowie die Wellenauflaufhöhe z_{98} in Zusammenhang mit der dynamischen Dauerlinie	8
5. Einflüsse verschiedener Rauheiten und von Wellenspektren auf die dynamischen Dauerlinien	18
5.1 Vorbemerkung	18
5.2 Einfluß von Rauheiten	18
5.3 Einfluß eines Wellenspektrums	19
5.4 Zusammenfassung der Einflüsse von Rauheiten und Wellenspektren	23
6. Einfluß der Böschungsneigung 1:n auf die Wellenbelastungen	25
7. Schriftenverzeichnis	27
8. Tafelanhang	29

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Es werden Auswertungen von Versuchen im Großen Wellenkanal (GWK) Hannover an Deichböschungen mit der Neigung $\tan\alpha = 1:n = 1:6$ beschrieben; es handelt sich um die Böschungsneigung, die nach der Februar-Sturmflut 1962 vom KÜSTENAUS-SCHUSS NORD- und OSTSEE (1962) als Mindestneigung für scharliegende Seedeiche empfohlen wurde. Der Große Wellenkanal (GRÜNE und FÜHRBÖTER, 1975, und FÜHRBÖTER, 1982) stellt eine der größten Versuchsanlagen dieser Art auf der Erde dar und wurde von der DEUTSCHEN FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT (DFG) finanziert, ebenso wie die vorliegenden Untersuchungen, die im Rahmen des SONDERFORSCHUNGSBEREICHES (SFB) 205 „KÜSTENINGENIEURWESEN“ gefördert wurden. Hierfür danken die Verfasser der DFG; ebenso gilt ihr Dank der Betriebsgruppe des GWK (Dr.-Ing. TAUTENHAIN, Dipl.-Ing. GRÜNE, Dipl.-Ing. SCHMIDT, Dipl.-Ing. BERGMANN und Herrn JUNGE) sowie den Herren Dr.-Ing. SPARBOOM, Dipl.-Ing. RAHLF, cand.-ing. RIEKMANN und cand.-ing. SCHÜTTRUMPF für die Durchführung der Untersuchungen.

Es werden Ergebnisse früherer Untersuchungen (FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989, und FÜHRBÖTER/WITTE, 1989) unter dem Gesichtspunkt der dynamischen Verweilzeiten zusammengefaßt, die in Form der dynamischen Dauerlinien analog zu den bekannten Dauerlinien der Hydrologie nicht nur Informationen über die Größe der Wellenbelastungen, sondern auch über die Dauer dieser dynamischen Belastungen in den einzelnen Höhenbereichen liefern; es sollen dabei besonders die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten betrachtet werden, die mit den Wellenauf- und -ablaufbewegungen verbunden sind (vgl. ZITSCHER, 1962). Auf die Druckschlagbelastungen (FÜHRBÖTER, 1966) wird getrennt in Abschnitt 6 eingegangen.

Es wird außerdem zunächst nur eine glatte Böschung der Neigung 1:6 mit regulären Wellen betrachtet; der Einfluß verschiedener Rauheiten sowie der von Spektren wird in Abschnitt 5 behandelt. Die verwendeten Meßdaten sind in den Tafeln A bis C (Tafelanhang, Abschnitt 8) zusammengestellt.

2. Zur Definition der dynamischen Verweilzeit und der dynamischen Dauerlinie

Es ist bekannt (FÜHRBÖTER, 1981), daß außer der Scheitelhöhe einer Sturmflut für die Seegangsbelastungen auch die Verweilzeiten von großer Bedeutung sind, in denen sich der Ruhewasserstand als Funktion der Zeit innerhalb bestimmter Höhenstufen aufhält. Abb. 1 zeigt – für Höhenstufen von 0,5 m – die Verweilzeiten für einige bedeutende Sturmfluten an der Nord- und Ostsee. An der Nordsee fällt die hohe Verweilzeit der Februarsturmflut 1962 im Scheitelpunkt auf, die durch eine „füllige“ Windstaukurve (HENSEN, 1962) bedingt ist und die bei der Sturmflut vom 3.1. 1976 fehlt; bei der Ostsee können im Gegensatz zur Nordsee die Verweilzeiten in den einzelnen Höhenstufen mehr als einen Tag betragen (Abb. 1).

Wird jetzt für die Dauer der Verweilzeit für jede Höhenstufe ein mittlerer Ruhewasserpiegel angenommen, so ist bei der Seegangsbelastung durch die Wellenauf- und Wellenablaufbewegungen ein ständiger dynamischer Wechsel der Wasserbedeckung der Böschung vorhanden. Meßtechnisch kann diese Wechselbelastung z. B. durch einen Stufenpegel (vgl. GRÜNE, 1982) erfaßt werden, mit dem der augenblickliche Wasserstand an der Deichböschung

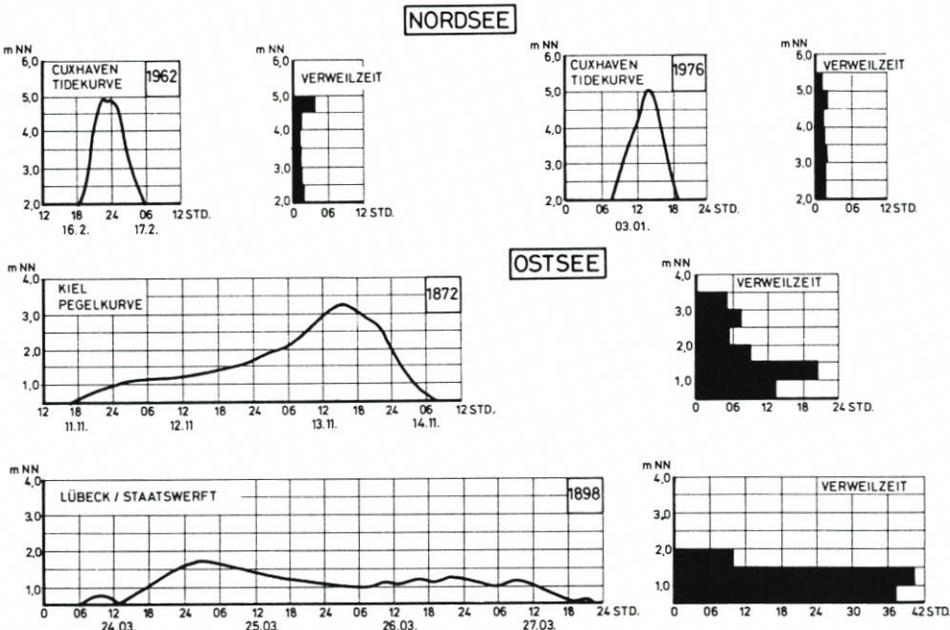


Abb. 1: Zum Begriff der Verweilzeiten bei Sturmfluten (FÜHRBÖTER, 1981): Verweilzeiten bei Sturmfluten an der Nord- und Ostsee (in Stufen von 0,5 m)

als Funktion der Zeit registriert wird. Als Wellenaufbauhöhe z wird die Wasserstandslage als vertikaler Abstand vom Ruhewasserspiegel gemessen.

Auch hier können wieder Verweilzeiten als die Zeitspanne angegeben werden, in denen sich der dynamisch wechselnde Wasserstand innerhalb bestimmter Höhenstufen aufhält; es ist hier aber zweckmäßig, diese dynamischen Verweilzeiten in Form einer dynamischen Dauerlinie, also in Integralform, darzustellen; es gibt dann die

$$\text{dynamische Dauerlinie } D = D(z)$$

den Anteil an der Gesamtzeit (die der Verweilzeit in der betrachteten Höhenstufe nach Abb. 1 entspricht) an, in der die entsprechende Höhenstufe z von dem Wellenaufbau erreicht oder überschritten wird. Es handelt sich bei den dynamischen Dauerlinien um Dauerlinien von Vorgängen, die sich mit den Wellenperioden in Zeitspannen von Sekunden abspielen, während es sich bei den hydrologischen Dauerlinien um Zeitskalen von Tagen, Wochen oder Monaten handelt.

Abb. 2 zeigt schematisch, wie die dynamische Dauerlinie aus einer Folge von Wellen gewonnen wird; Abb. 3 zeigt ein Beispiel für reguläre Wellen und Abb. 4 ein Beispiel für ein Wellenspektrum.

Für eine gegebene Wellenfolge ist mit dem Punkt A die höchste Wellenaufbauhöhe, mit dem Punkt B das tiefste Wellental an der Böschung gekennzeichnet, der Höhenbereich zwischen A ($D = 0$) und B ($D = 100\%$) ist zugleich der Wechselbereich, in dem die größten Strömungsgeschwindigkeiten durch die Wellenaufbau- und Wellenablaufbewegungen auftreten. Die Funktion $D(z)$ zwischen diesen Punkten gibt außerdem ein Maß für die anteilige Dauer dieser Belastungen während der Gesamtzeit und drückt zugleich die Eigenschaften des angreifenden Seeganges aus. So hat ein Wellenspektrum (JONSWAP-Spektrum, Abb. 4) bei

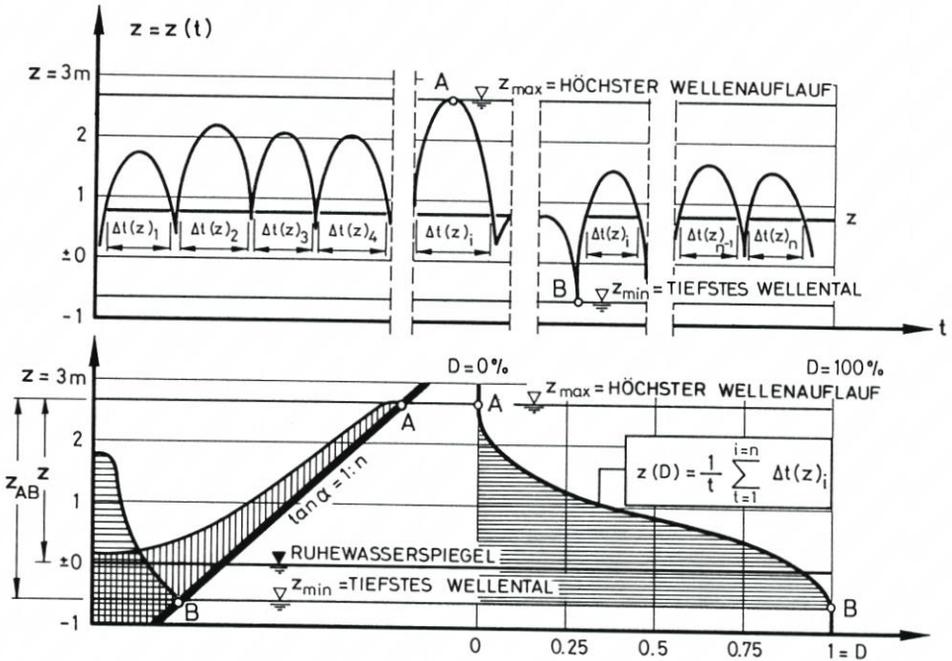


Abb. 2: Zur Definition der dynamischen Verweilzeit – oben: senkrechter Wellenauflauf z als Funktion der Zeit t – unten: die dynamische Verweilzeit als Wasserstandsdauerlinie

gleichen kennzeichnenden Wellenparametern H_s und T_p eine größere Bandbreite zwischen den Punkten A (höchster Wellenauflauf) und B (tiefstes Wellental) als eine Folge regulärer Wellen (Abb. 3).

Werden die dynamischen Dauerlinien – als $D(z)$ oder $z(D)$ – anstatt in linearer Darstellung (Abb. 3 und 4 oben) über die Dauer (= Abszisse) nach dem GAUSS'schen Wahrscheinlichkeitsintegral aufgetragen (Abb. 3 und 4 unten), so ergeben sich flachgestreckte Kurven, die Extrapolationen sowohl für die Wahrscheinlichkeiten extrem hoher Wellenaufläufe als auch extrem tiefer Wellentäler an der Böschung (auf Abb. 3 und 4: Neigung $1:n = 1:4$) erlauben. Hierin besteht bereits eine wichtige Eigenschaft der dynamischen Dauerlinien; extreme Wellenauflaufhöhen sind für die Wahrscheinlichkeit des Wellenüberlaufes wichtig (wobei die Dauerlinie zugleich die anteilige Zeitspanne des Überlaufvorganges angibt), extrem tiefe Wellentäler können für dichte Deichbekleidungen (Beton, Asphaltbeton) den Bemessungsfall für den Auftrieb liefern, aber auch bei Schüttsteinwellenbrechern kann es bei hohem Porenwasserdruck im Kern zu gefährlichen dynamischen Strömungsbelastungen der Deckschicht von innen her kommen (vgl. MEISSNER et al., 1988), die bei dem tiefsten Wellental ihr Maximum erreichen können.

Abgesehen von diesen Extremwerten können aber auch aus den dynamischen Dauerlinien – speziell in der Darstellung nach dem GAUSS'schen Wahrscheinlichkeitsintegral nach Abb. 3 und 4 unten – analog zu der bekannten Wellenauflaufhöhe z_{98} , die nur von 2 % der Wellen erreicht oder überschritten wird, ebenfalls Werte von $z(D = 2\%)$ und umgekehrt von $z(D = 98\%)$ definiert werden, wobei $z(D = 2\%)$ ein Maß für die Wellenauflaufhöhe, $z(D = 98\%)$ ein Maß für die Lage des Wellentales mit je 2 % Über- bzw. Unterschreitungsdauer ist. Damit kann zugleich ein

$$\text{Wellenhub } z_{AB} = z(D = 2\%) - z(D = 98\%) \quad (1)$$

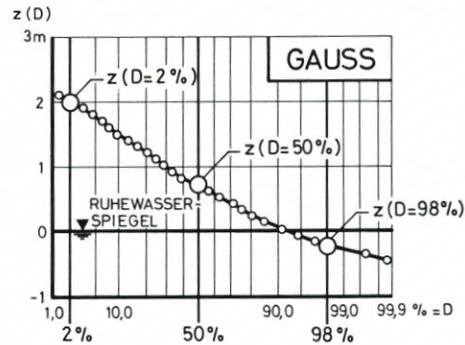
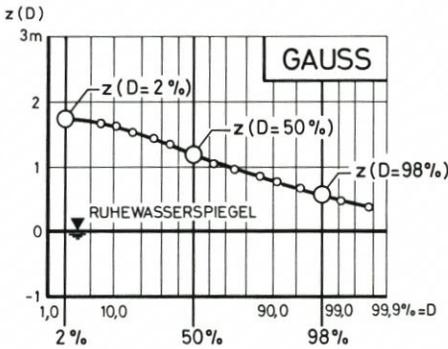
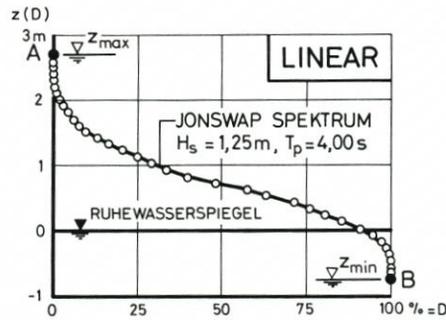
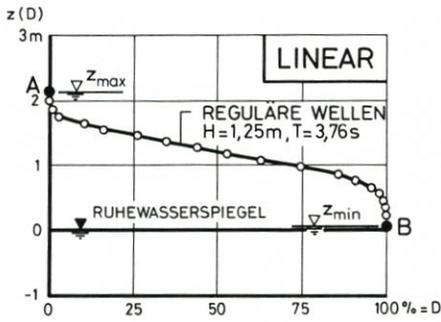


Abb. 3: Reguläre Wellen, Böschung glatt,
1 : n = 1 : 4:
oben: Dynamische Dauerlinie in linearer
Darstellung
unten: Darstellung mit dem GAUSS'schen
Wahrscheinlichkeitsintegral

Abb. 4: JONSWAP-Spektrum, Böschung glatt.
1 : n = 1 : 4:
oben: Dynamische Dauerlinie in linearer
Darstellung
unten: Darstellung mit dem GAUSS'schen
Wahrscheinlichkeitsintegral

definiert werden, der im Gegensatz zu einem Tidehub, der großräumig vorhanden ist, hier allerdings nur unmittelbar an der Böschung auftritt, dafür aber an dieser Stelle quantitativ den Höhenbereich der dynamischen Belastungen durch die Auflauf- und Ablaufströmungen angibt. Ebenso kann der Wert $z(D = 50\%)$, der während der Gesamtzeit ebenso oft überwiegt unterschritten wird, als der uferseitige Grenzwert des Brandungstaus angesehen werden.

Es kann gezeigt werden, daß diese kennzeichnenden Parameter der dynamischen Dauerlinien - $z(D = 2\%)$, $z(D = 98\%)$, z_{AB} und $z(D = 50\%)$ - in einem engen Zusammenhang mit der dimensionslosen Brecherkennzahl ξ stehen, die auf IRIBARREN (1949) zurückgeht und die deshalb nach BATTJES (1974) auch als IRIBARREN-Zahl bezeichnet wird. Sie wird hier in der Form

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{H/L_0}} \cdot \tan\alpha \text{ oder } \frac{1}{\sqrt{H/L_0}} \cdot \frac{1}{n} \quad (2)$$

mit H = Höhe der ankommenden Wellen vor der Böschung unter der Voraussetzung, daß die Wassertiefe $d \geq 3 H$ ist (SAVILLE, 1957)

L_0 = Länge der Welle im Tiefwasser ($d \geq L/2$)

$\tan\alpha = 1 : n =$ Böschungsneigung

verwendet, was mit der Tiefwasserlänge L_o

$$L_o = \frac{g}{2\pi} \cdot T^2 \quad (3)$$

T = Wellenperiode

den Wert

$$\xi = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}} \cdot T \cdot \frac{1}{n} \quad (4)$$

ergibt. Die Hauptarten der Brecher ergeben sich dann in Anlehnung an GALVIN (1968) nach BATTJES (1974) mit folgenden Grenzen von ξ :

- $\xi < 0,5$: Schwallbrecher (spilling breaker); Energieabgabe auf großer Länge; sehr kleiner Reflexionsanteil
- $0,5 < \xi < 3,3$: Sturzbrecher (plunging breaker); Energieabgabe auf kurzer Strecke, Brecherzunge mit Druckschlagwirkung; kleiner Reflexionsanteil, mäßiger Wellenauflauf
- $\xi > 3,3$: Reflexionsbrecher (surging breaker); keine Ausbildung einer Brecherzunge, großer Reflexionsanteil und hoher Wellenauflauf

Die Hauptparameter der dynamischen Dauerlinien – Wellenauflauf entsprechend $z(D = 2 \%)$, mittlerer Wasserstand entsprechend $z(D = 50 \%)$ und Wellental entsprechend $z(D = 98 \%)$ – sind auf Abb. 5 als Funktion der Brecherkennzahl ξ dargestellt; es handelt sich um Auswertungen von Versuchen an einer glatten Asphaltbetonböschung mit der Neigung 1:n=1:6 (vgl. FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989). Abb. 6 zeigt dazu die Beziehung zwischen der gebräuchlichen Wellenauflaufhöhe z_{98} (Abb. 6 oben in dimensionsloser Darstellung) und dem Wert $z(D = 2 \%)$; es geht aus Abb. 6 hervor, daß zwischen beiden Werten über den ganzen Bereich der untersuchten Brecherkennzahlen eine lineare Beziehung besteht; es liegt der Wert

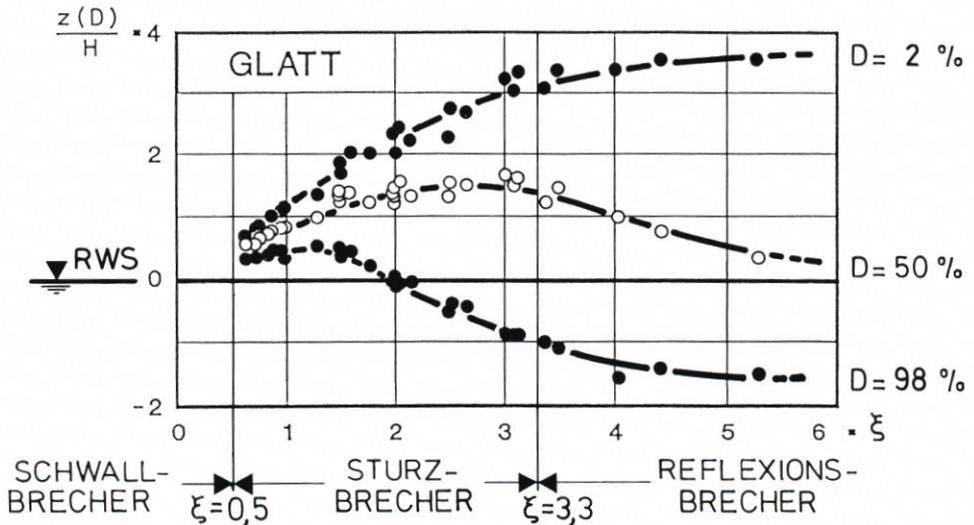


Abb.5: Reguläre Wellen, Böschung glatt, 1:n = 1:6: Wellenauflaufhöhe als $z(D = 2 \%)$, mittlerer Wasserstand als $z(D = 50 \%)$ und Wellental als $z(D = 98 \%)$ in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ξ

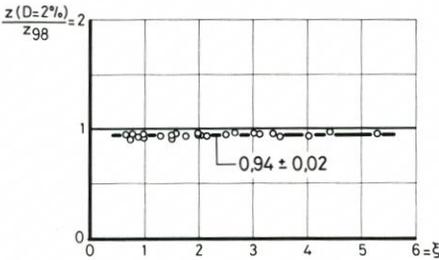
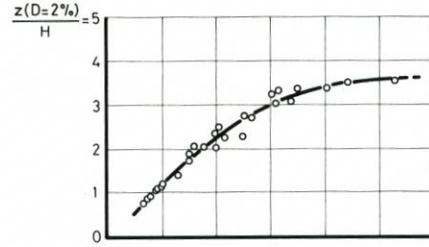
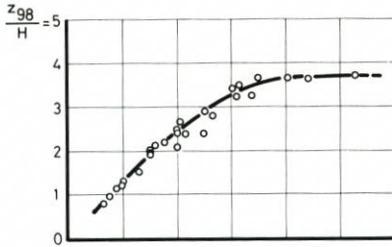


Abb.6: Reguläre Wellen, Böschung glatt,
1 : n = 1 : 6:
Linearer Zusammenhang zwischen der Wellenauf-
laufhöhe z_{98} und dem Wert $z(D = 2\%)$

$z(D = 2\%)$ rd. 6% niedriger als der Wert z_{98} (Abb. 6 unten). Damit kann der Wert $z(D = 2\%)$ unmittelbar auf die Wellenaufhöhe z_{98} umgerechnet werden.

Bei Wellenspektren besteht aber ein Vorteil der dynamischen Dauerlinie darin, daß der Wert $z(D = 2\%)$ auch dann definiert werden kann, wenn die Zahl der individuellen Wellenaufläufe nicht mit der Zahl der ankommenden Wellen übereinstimmt; besonders bei flachen Böschungen geht die Zahl der Wellenaufläufe gegenüber der Zahl der ankommenden Wellen mit abnehmender Brecherkennzahl stark zurück (MASE, 1988).

Die Funktionen $z(D)$ auf Abb. 5 stellen die Abhängigkeiten der kennzeichnenden Parameter der dynamischen Dauerlinien von der Brecherart dar und geben zugleich die Höhenbereiche der Deichböschung an, in denen (mit Ausnahme des Druckschlages, vgl. Abschnitt 6) die hauptsächlichsten Wellenbelastungen stattfinden. Sehr deutlich wird, daß die kleinsten Belastungsbereiche bei den kleinen Brecherkennzahlen im Übergangsbereich zum Schwallbrecher auftreten. Außerdem geht aus Abb. 5 hervor, daß erst bei Brecherkennzahlen $\xi > 2$ der Wechselbereich den Ruhewasserspiegel unterschreitet; der mittlere Wasserstand entsprechend $z(D = 50\%)$ erreicht ein Maximum bei Brecherkennzahlen um $\xi = 3$. Besonders tritt die starke Zunahme des Wellenhubes nach Gleichung (1) im Sturzbrecherbereich ($0,5 < \xi < 3,3$) hervor.

3. Wellenauflauf und Wellenablauf sowie das Reflexionsverhalten in Zusammenhang mit der dynamischen Dauerlinie

Auf Abb. 7 sind die Werte von $z(D = 2\%)$ (Wellenauflauf) und $z(D = 98\%)$ (Wellenablauf) nach Abb. 5 den Ergebnissen von Modellversuchen von BRUUN und GÜNBAK (1977)

gegenübergestellt, die an glatten Böschungen mit Wassertiefen von 50 cm und Wellenhöhen bis 15 cm mit sehr steilen Böschungen (1:n = 1:1,5, 1:2 und 1:3) durchgeführt wurden; die größeren Streuungen dieser Meßergebnisse sind auf den kleinen Modellmaßstab zurückzuführen. Dennoch ist im Bereich der Brecherkennzahlen bis etwa $\xi = 3$ bei dem Wellenauflauf eine gute Übereinstimmung mit den Werten für den GWK (1:n = 1:6) festzustellen; beide Meßergebnisse liegen nahe der Geraden, die durch die bekannte Wellenaufformel nach HUNT (1959)

$$z_{\text{HUNT}} = \xi \cdot H \quad (5)$$

oder mit ξ nach Gleichung (4)

$$z_{\text{HUNT}} = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \frac{1}{n} \quad (6)$$

ausgedrückt wird; die Werte aus dem GWK liegen dabei etwas höher als nach der Formel von HUNT (FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989). Eine deutliche Abweichung tritt dagegen im Bereich des Reflexionsbrechers ($\xi > 3,3$) auf; während die Werte aus dem GWK für die Böschungsneigung 1:6 bis zu Brecherkennzahlen über $\xi = 5$ nahezu konstant zwischen $3 < z/H < 3,5$ bleiben, fallen die Werte von BRUUN und GÜNBAK hier auf Werte um $z/H \sim 2$. Das starke Maximum, das sich durch den Resonanzeffekt (BRUUN und JOHANNESSEN, 1977) bei den steilen Böschungen (1:n zwischen 1:1,5 und 1:3) für den Wellenauflauf ergibt, tritt bei der Böschungsneigung 1:n = 1:6 im Bereich der untersuchten Brecherkennzahlen nicht hervor.

Beim Wellenablauf dagegen ist im gesamten Bereich der Brecherkennzahlen $0,6 < \xi < 6$ eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen von BRUUN und GÜNBAK (1977) und den Werten ($D = 98\%$) nach Abb. 5 festzustellen; geringe Abweichungen können hier auch auf Maßstabeffekte zurückzuführen sein (Wellenhöhen im GWK bis zu 2 m).

Nach Modellversuchen mit glatten Böschungen mit 1:n zwischen 1:3,3 und 1:10 von MORAES (1970) hat BATTJES (1974) den Reflexionskoeffizienten K_R (= Verhältnis der Höhe der reflektierten zu der ankommenden Welle) in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ξ dargestellt; Abb. 8 zeigt die Ergebnisse für die verschiedenen Böschungsneigungen, bei denen die steilste Böschung (1:3,3) die höchste und die flachste Böschung (1:10) die niedrigsten Meßwerte liefert; dies tritt besonders bei den Brecherkennzahlen $\xi > 2,5$ in Erscheinung. Werden nur die Meßwerte für die Böschungsneigungen 1:6,7 und 1:5 ausgesucht und diese dem dimensionslosen Wellenhub z_{AB}/H nach Gleichung (1) und Abb. 5 (für 1:6) gegenübergestellt, so ergeben sich nahezu gleiche Kurvenverläufe für den Reflexionsfaktor K_R und für den Wellenhub z_{AB}/H (Abb. 9). Daraus geht hervor, daß der Wellenhub z_{AB} aus der dynamischen Dauerlinie auch als ein Maß für das Reflexionsverhalten betrachtet werden kann.

4. Wellenauflauf- und Wellenablaufgeschwindigkeiten sowie die Wellenauflaufhöhe z_{98} in Zusammenhang mit der dynamischen Dauerlinie

Die Wellenauflauf- und Wellenablaufgeschwindigkeiten ergeben sich aus der kinetischen Energie der brechenden Wellen, sie werden um so größer, je kleiner der Energieumsatz beim Brechen der Wellen und je größer der Reflexionsfaktor (Abb. 8 und 9) wird. Da beim Brechen hochturbulente Zweiphasenströmungen aus Wasser-Luft-Gemischen auftreten, die zudem von Zufallsprozessen begleitet werden, ist eine analytische Behandlung der instationären Auf- und Ablaufströmungen schwierig; sie werden am besten durch experimentelle Untersuchungen in möglichst großem Maßstab erfaßt. Von größter Bedeutung sind dabei die

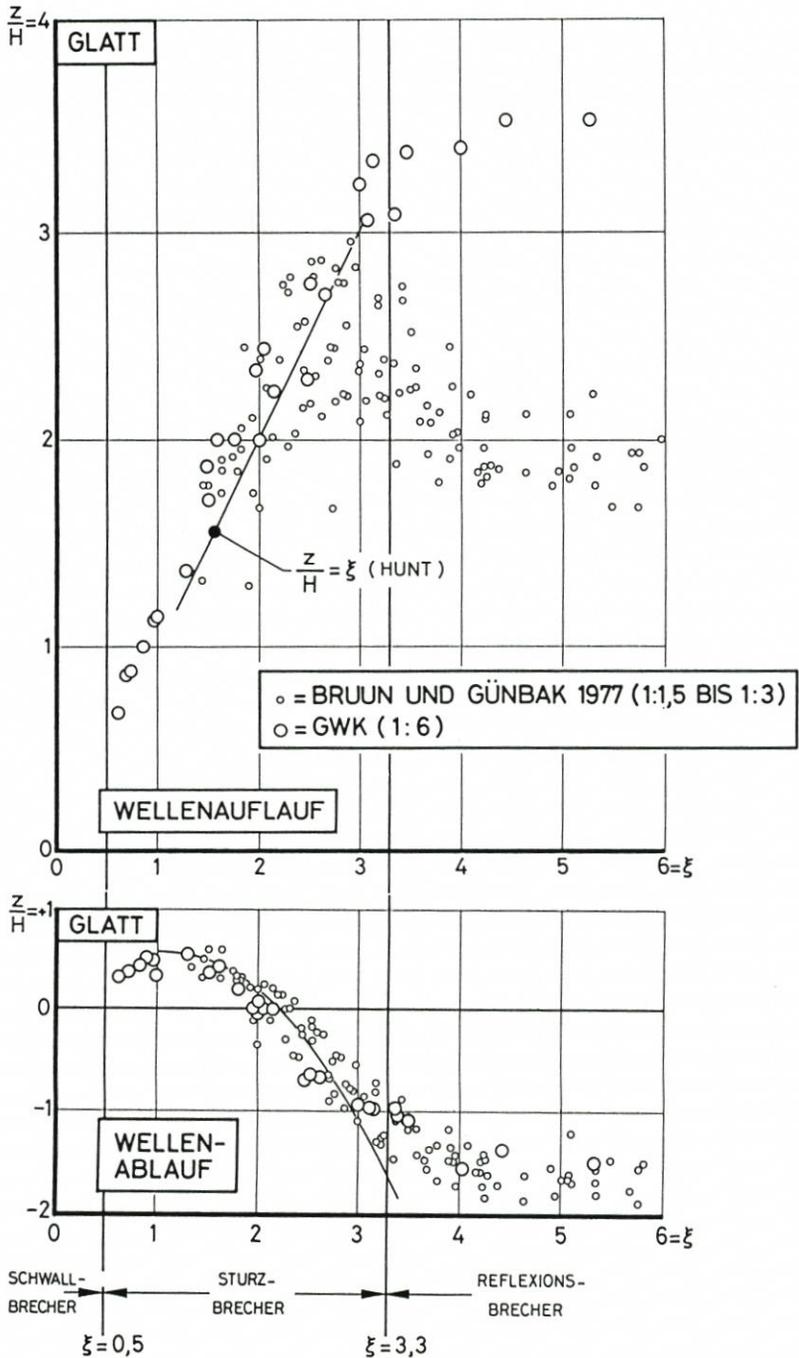


Abb.7: Vergleich der Werte $z(D = 2\%)$ und $z(D = 98\%)$ (GWK) mit den Versuchsergebnissen von BRUUN und GÜNBAK (1977) für die Wellenaufhöhung (oben) und das Wellental (unten)

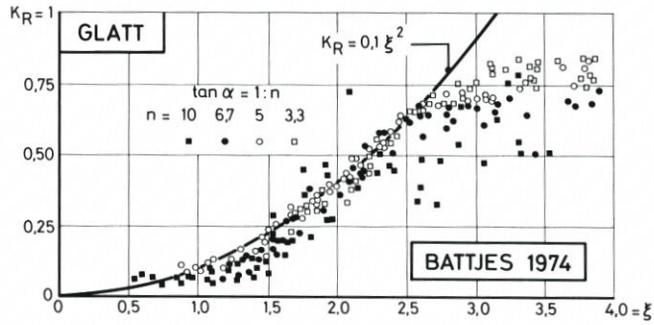


Abb.8: Reguläre Wellen, Böschung glatt, 1:n von 3,3 \leq n \leq 10: Reflexionskoeffizient K_R als Funktion der Brecherkennzahl ξ nach BATTJES (1974)

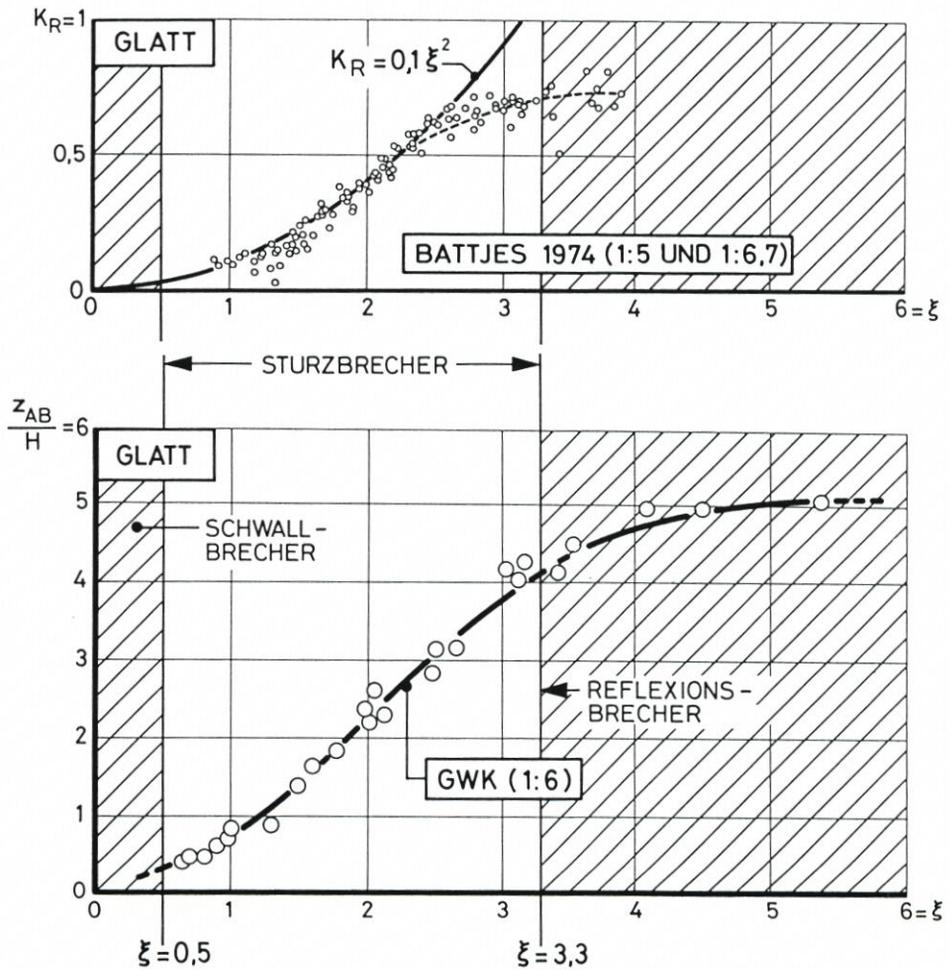


Abb.9: Reguläre Wellen, Böschungen glatt, 1:n = 1:6: Vergleich des Reflexionskoeffizienten K_R nach BATTJES (1974) mit dem Wellenhub z_{AB} aus der dynamischen Dauerlinie ($z_{AB} = z[D = 2\%] - z[D = 98\%]$)

örtlichen und zeitlichen Maximalgeschwindigkeiten v_{\max} ; eine physikalisch sinnvolle Erfassung dieser Maximalgeschwindigkeiten kann dadurch erfolgen, daß sie nach den Regeln der Ähnlichkeitsmechanik auf eine einfach definierbare mittlere Geschwindigkeit bezogen werden.

Dafür eignet sich eine mittlere Strömungsgeschwindigkeit, bei der aus der Wellenaufbauhöhe z nach der Formel von HUNT (Gleichung [5] oder [6]) zunächst die Wellenaufbauhöhe s auf der Böschung nach der einfachen Beziehung

$$s_{\text{HUNT}} = \frac{z_{\text{HUNT}}}{\sin\alpha} \quad (7)$$

berechnet wird und weiterhin die vereinfachende Annahme getroffen wird, daß dieser Weg s_{HUNT} beim Wellenaufbau in der Zeit der halben Wellenperiode $T/2$ zurückgelegt wird; diese formale mittlere Geschwindigkeit soll als v_{HUNT} bezeichnet werden (FÜHRBÖTER/WITTE, 1989) und ergibt sich mit Gleichung (6) und (7) zu

$$v_{\text{HUNT}} = \frac{s_{\text{HUNT}}}{T/2} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \cdot \frac{1}{\cos\alpha} \cdot \sqrt{g \cdot H} \quad (8)$$

Wird angenommen, daß von der Ähnlichkeitsmechanik her allein die Brecherkennzahl ξ die Größe der maximalen Strömungsgeschwindigkeit – hier sowohl für den Wellenaufbau als auch für den Wellenablauf – bestimmt, so kann als dimensionsloser Ausdruck eine Funktion

$$\frac{v_{\max}}{v_{\text{HUNT}}} = f(\xi) \quad (9)$$

definiert werden; diese kann mit Gleichung (8) aber auch in der Form

$$\frac{v_{\max}}{\sqrt{g \cdot H}} = f_1(\xi) \quad (10)$$

mit

$$f_1(\xi) = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\cos\alpha} \cdot f(\xi) \quad (11)$$

geschrieben werden, wobei die Strömungsgeschwindigkeit wie bei BATTJES und ROOS (1975) auf die Schnelligkeit einer Flachwasserwelle bei der Wassertiefe H nach LANGRANGE bezogen wird. Eine weitere dimensionslose Form kann über Gleichung (5) und (7) als

$$v_{\text{HUNT}} = \frac{\xi \cdot H / \sin\alpha}{T/2} \quad (12)$$

mit Gleichung (9) und mit einer Erweiterung mit dem Faktor $1/\pi$ zu

$$\frac{v_{\max}}{H \cdot \pi / T} = f_2(\xi) \quad (13)$$

mit

$$f_2(\xi) = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\sin\alpha} \cdot \xi \cdot f(\xi) \quad (14)$$

gewonnen werden, die den Vorteil hat, daß durch die Orbitalgeschwindigkeit $H \cdot \pi/T$, die einer Tiefwasserwelle der Höhe H entspricht, alle Wellenparameter in diesem Ausdruck zusammengefaßt sind.

Es muß dabei aber beachtet werden, daß nur die Funktion $f(\xi)$ nach Gleichung (9) frei von weiteren Einflüssen der Böschungsneigung α entsprechend $\tan\alpha = 1:n$ ist; bei der

Funktion $f_1(\xi)$ (Gleichung [11]) ist mit $\cos\alpha$ eine schwache, bei der Funktion $f_2(\xi)$ (Gleichung [14]) mit $\sin\alpha$ eine starke zusätzliche Abhängigkeit von der Böschungneigung vorhanden.

Die Verteilung der – außerdem zeitlich veränderlichen – Strömungsgeschwindigkeiten auf der Böschung wird zweckmäßigerweise wieder auf die vertikalen Abstände z zum Ruhewas-

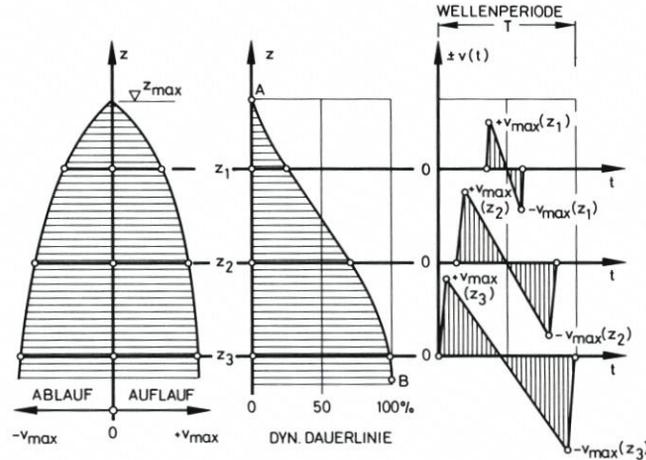


Abb.10: Beziehungen zwischen den Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf (links), der dynamischen Dauerlinie (Mitte) und dem zeitlichen Verlauf sowie der Dauer der Strömungsbelastung (rechts) als Funktion der Höhe z über dem Ruhewasserspiegel (schematisch)

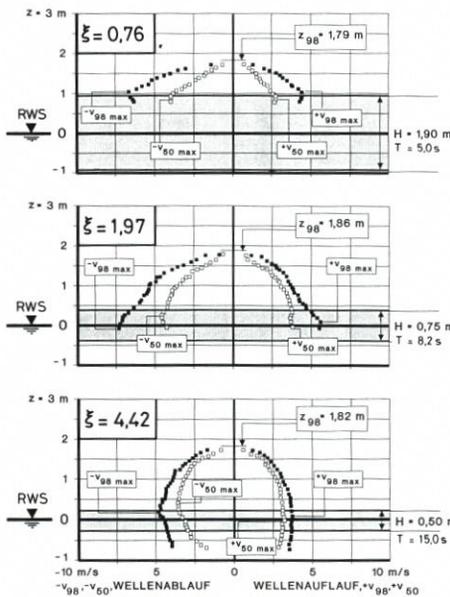


Abb.11: Reguläre Wellen, Böschung glatt, $1:n = 1:6$

Wellenauf- und -ablaufgeschwindigkeiten als v_{50} und v_{98} in Abhängigkeit von der Höhe z über dem Ruhewasserspiegel bei verschiedenen Brecherkennzahlen ξ (nach FÜHRBÖTER/WITTE, 1989)

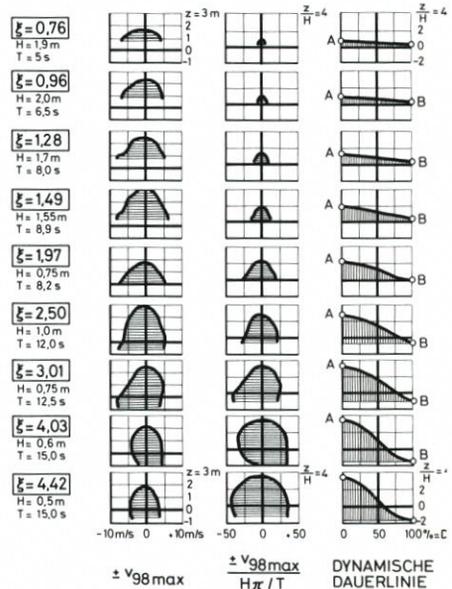


Abb.12: Reguläre Wellen, Böschung glatt, $1:n = 1:6$

Vergleich zwischen den Wellenauf- und -ablaufgeschwindigkeiten (links und Mitte) und den dynamischen Dauerlinien (Daten nach FÜHRBÖTER/WITTE, 1989)

serspiegel bezogen, wie es auf Abb. 10 bis 12 dargestellt ist. Abb. 10 (rechts) zeigt zunächst in schematischer Form die zeitlichen Verläufe der Strömungsgeschwindigkeiten in verschiedenen Höhen z ; die größten Strömungsgeschwindigkeiten treten dabei sowohl beim Wellenauflauf als auch beim -ablauf als sog. Frontgeschwindigkeiten bei den Durchgängen des Auflaufschwalles als $+v_{\max}(z)$ bzw. des Ablaufschwalles als $-v_{\max}(z)$ auf. Zwischen Auflauf und Ablauf tritt mit $v = 0$ eine Bewegungsumkehr ein. Der Vergleich mit der dynamischen Dauerlinie (Abb. 10 Mitte) ergibt die wichtige Beziehung, daß die anteilige Zeit, während der die Böschung auf der Höhenstufe z durch die Strömungen belastet wird, genau dem Wert $D(z)$ der Dauerlinie auf dieser Stufe z entspricht. Die Einhüllenden der örtlichen Maximalgeschwindigkeiten $\pm v_{\max}(z)$ weisen dabei in den meisten Fällen ebenfalls eine Zunahme dieser Maximalgeschwindigkeiten mit zunehmenden Dauerwerten auf (Abb. 10 links), so daß hier über die dynamische Dauerlinie eine enge Beziehung zwischen der Höhe und der Dauer der Strömungsbelastungen besteht.

Die erwähnten stochastischen Effekte beim Brechen der Wellen, die auch bei streng regulären Wellen vorhanden sind, können in einer statistischen Auswertung dahingehend berücksichtigt werden, daß wie bei der Wellenauflaufhöhe hier für jede Höhenstufe und für eine entsprechende Zahl von Wellen die Werte v_{98} und v_{50} als diejenigen Werte definiert werden, die bei 2% bzw. bei 50% der Wellen erreicht oder überschritten werden (FÜHRBÖTER/WITTE, 1989). Für drei Brecherkennzahlen sind auf Abb. 11 die Verteilungen dieser Werte v_{98} und v_{50} in bezug auf den Ruhewasserspiegel (RWS) angegeben, wobei die beiden oberen Verteilungen ($\xi = 0,76$ und $\xi = 1,97$) zu Sturzbrechern, die untere Verteilung ($\xi = 4,42$) zu einem Reflexionsbrecher gehören; der Unterschied zwischen v_{98} und v_{50} drückt den Einfluß der stochastischen Prozesse beim Brechen der Wellen aus.

Die Veränderungen der örtlichen Geschwindigkeitsverteilungen (hier nur für v_{98}) mit der Brecherkennzahl in Verbindung mit den zugehörigen dynamischen Dauerlinien gehen deutlich aus Abb. 12 hervor; besonders die nach Gleichung (13) in dimensionsloser Form dargestellten Geschwindigkeitsverteilungen zeigen, wie mit zunehmender Brecherkennzahl ξ sowohl der Belastungsbereich als auch die Belastungshöhe durch die Strömungsgeschwindigkeiten zunimmt, die größten Werte treten im Bereich des Reflexionsbrechers ($\xi > 3,3$) auf.

Für die Böschungsbelastung interessieren besonders die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten und die Orte ihres Auftretens auf der Böschung bzw. zum Ruhewasserspiegel. Die Maxima $v_{98\max}$ der Einhüllenden für v_{98} (vgl. Abb. 11) sind getrennt für den Wellenauflauf ($+v_{98\max}$) und den Wellenablauf ($-v_{98\max}$) in doppellogarithmischer Darstellung in den dimensionslosen Funktionen nach den Gleichungen (9), (10) und (13) auf Abb. 13 in ihren Abhängigkeiten von den Brecherkennzahlen dargestellt.

Aus der Gegenüberstellung der maximalen Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten geht zunächst hervor (Abb. 13, vgl. auch Abb. 11 und 12), daß die Ablaufgeschwindigkeiten durchweg größer als die Auflaufgeschwindigkeiten sind; dies ist physikalisch dadurch begründet, daß die Schichtdichten des abströmenden Wassers beim Wellenablauf geringer als die des Wellenauflaufes sind. Alle dimensionslosen Funktionen zeigen weiterhin im Sturzbrecherbereich bis $\xi \sim 3,3$ einen monoton steigenden Verlauf, der durch Potenzfunktionen genähert werden kann (nach FÜHRBÖTER/WITTE, 1989, jedoch mit vereinfachten Anpassungsfunktionen):

$$\text{Abb. 13a) } \frac{v_{\max}}{v_{\text{HUNT}}} = f(\xi) \quad (9)$$

$$+ v_{98\max}: f(\xi) = 1,7 \cdot \xi^{0,4} \quad (9a)$$

$$- v_{98\max}: f(\xi) = 2,2 \cdot \xi^{0,4} \quad (9b)$$

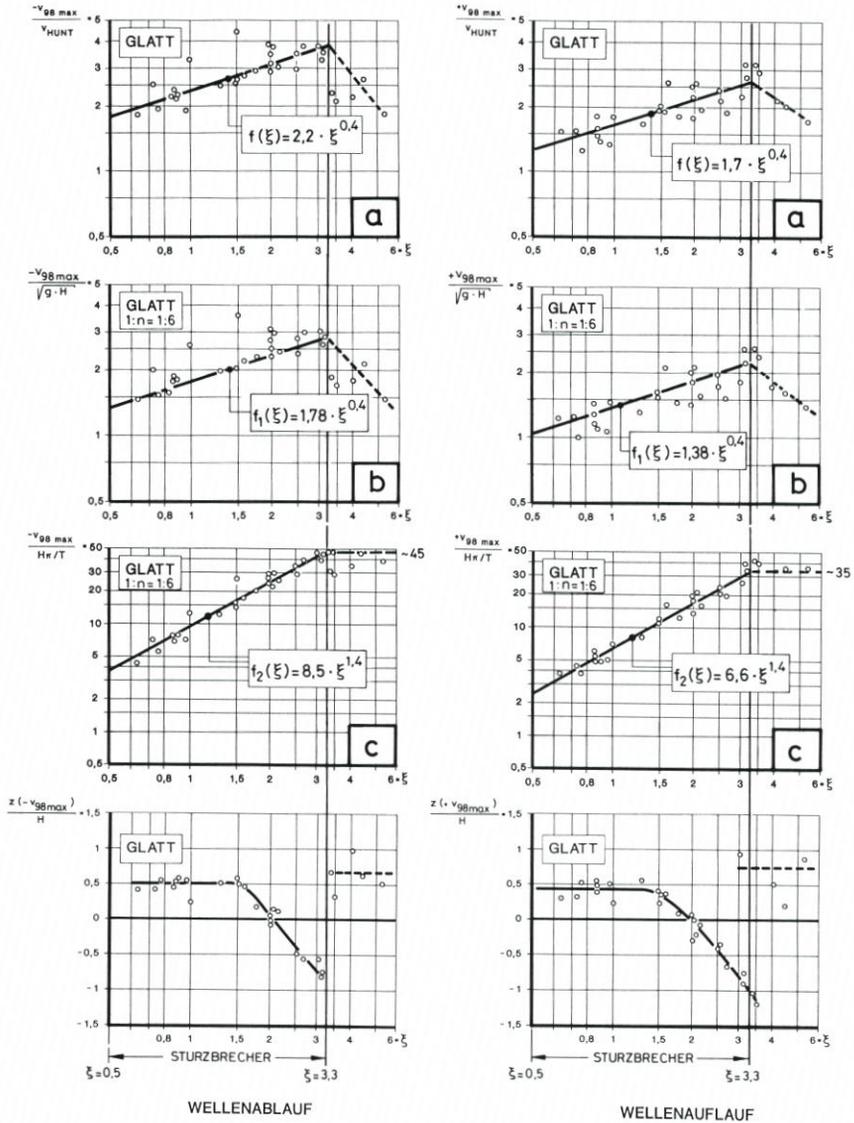


Abb.13: Reguläre Wellen, Böschung glatt, 1: n = 1: 6:

Maximale Strömungsgeschwindigkeiten $\pm v_{98max}$ für Wellenauflauf und -ablauf in dimensionslosen Darstellungen:

a) Auftragung als $f(\xi) = \frac{\pm v_{98max}}{v_{HUNT}}$

b) Auftragung als $f_1(\xi) = \frac{\pm v_{98max}}{\sqrt{gH}}$

c) Auftragung als $f_2(\xi) = \frac{\pm v_{98max}}{H \cdot \pi/T}$

unten: Geometrischer Ort des Auftretens von $\pm v_{98max}$ über dem Ruhewasserspiegel ($z = 0$)

$$\text{Abb. 13b) } \frac{v_{\max}}{\sqrt{gH}} = f_1(\xi) \quad (10)$$

$$+ v_{98\max}: f_1(\xi) = 1,38 \cdot \xi^{0,4} \quad (10a)$$

$$- v_{98\max}: f_1(\xi) = 1,78 \cdot \xi^{0,4} \quad (10b)$$

$$\text{Abb. 13c) } \frac{v_{\max}}{H\pi/T} = f_2(\xi) \quad (13)$$

$$+ v_{98\max}: f_2(\xi) = 6,6 \cdot \xi^{1,4} \quad (13a)$$

$$- v_{98\max}: f_2(\xi) = 8,5 \cdot \xi^{1,4} \quad (13b)$$

Ein scharfer Übergang tritt überall an der Grenze zwischen dem Bereich des Sturzbrechers und dem des Reflexionsbrechers bei $\xi \sim 3,3$ auf; die (verwandten) Funktionen $f(\xi)$ und $f_1(\xi)$ (Abb. 13a und b) weisen sämtlich für $\xi > 3,3$ eine fallende Tendenz auf, während die Funktionen $f_2(\xi)$ in diesem Bereich mit $f_2(\xi) \sim 35$ für den Wellenauflauf und $f_2(\xi) \sim 45$ für den Wellenablauf nahezu konstant bleiben (Abb. 13c).

BATTJES und ROOS (1975) erhielten bei ihren Auswertungen nach der dimensionslosen Funktion $f_1(\xi)$ eine Potenz von 0,5 anstatt 0,4; allerdings wurde hier eine andere Definition der mittleren Geschwindigkeit verwendet. Von Interesse ist jedoch, daß bei diesen Untersuchungen mit drei Böschungsneigungen zwischen $n = 3,5$ und 7 eine einzige Funktion $f_1(\xi)$ erhalten wurde. Dies weist (abgesehen von der schwachen Abhängigkeit von $\cos \alpha$ in $f_1(\xi)$) nach Gleichung [11]) darauf hin, daß in diesen Grenzen eine Übertragung der Geschwindigkeitswerte auf andere Böschungsneigungen möglich ist, was dann auch für die Funktion $f(\xi)$ gültig ist.

Die von GALVIN (1968) definierte Übergangsform zwischen dem Sturz- und Reflexionsbrecher als „collapsing breaker“ tritt bei den Funktionen für die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten $v_{98\max}$ auf Abb. 13 nicht in Erscheinung, dagegen ist bei den Höhenstufen, auf denen diese maximalen Strömungsgeschwindigkeiten auftreten (vgl. auch Abb. 12) im Bereich der Brecherkennzahlen zwischen $\xi \sim 1,5$ und $\xi \sim 3,3$ hier ein kennzeichnender Abfall der Werte $z(\pm v_{98\max})/H$ festzustellen (Abb. 13 unten). Für Brecherkennzahlen $\xi < 1,5$ liegen diese Werte für den Wellenauflauf wie für den Wellenablauf konstant auf $\sim 0,5 H$; sie fallen dann bis auf Werte um $-H$ bei $\xi \sim 3,3$, um dann im Reflexionsbrecherbereich wieder sprunghaft auf Streuwerte um $+0,5 H$ anzusteigen (Abb. 13 unten). Allgemein kann ausgesagt werden, daß der Bereich der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten eng auf die Höhen um den Ruhewasserspiegel beschränkt ist.

Abb. 14 weist nochmals auf die engen Beziehungen zwischen der dynamischen Dauerlinie (hier durch den Wellenhub z_{AB}/H repräsentiert) und den Strömungsparametern (hier in der dimensionslosen Form nach $f_2[\xi]$ auf $H\pi/T$ bezogen) hin; außerdem ist in Abb. 14 auch die dimensionslose Wellenauflaufhöhe z_{98}/H (nach FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989) einbezogen. Aus der doppellogarithmischen Darstellung geht der monotone Anstieg aller Funktionen bis zu dem Knickpunkt bei $\xi \sim 3,3$ hervor, der den Sturzbrecher- von dem Reflexionsbrecherbereich trennt; bis zu ξ -Werten um 5 zeigen dann alle Funktionen ein nahezu konstantes Verhalten. Wieder zeigt Abb. 14, daß mit zunehmender Brecherkennzahl nicht nur die relative Wellenauflaufhöhe, sondern in starkem Maße auch die Höhe der Strömungsgeschwindigkeiten und die anteilige Dauer der Strömungsbelastungen zunehmen.

Zur Abschätzung der Wellenauflaufhöhen z_{98} sowie der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten $+v_{98\max}$ (Auflauf) und $-v_{98\max}$ (Abfall) sind für eine glatte Böschung mit $1:n = 1:6$ auf Abb. 15 für reguläre Wellen deren Abhängigkeiten von der Wellenhöhe H und der

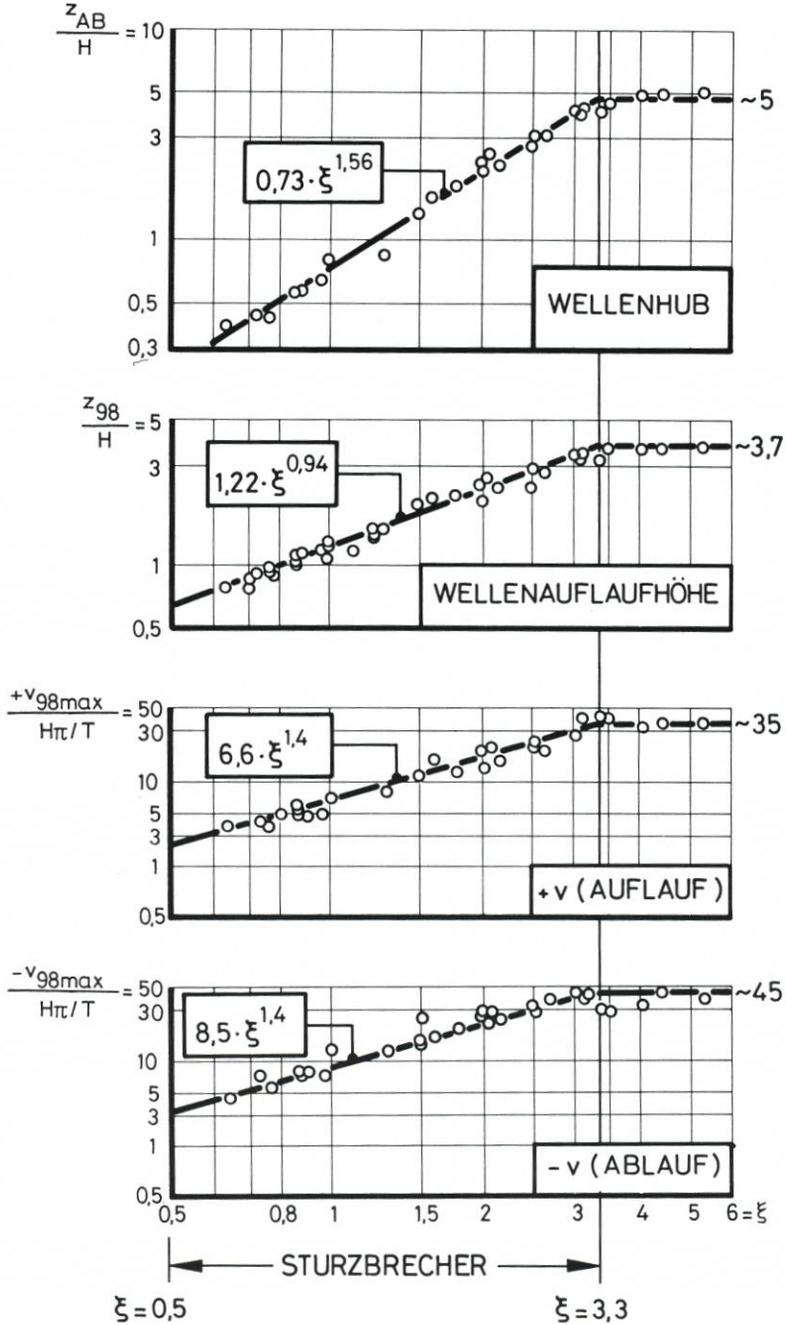


Abb.14: Reguläre Wellen, Böschung glatt, 1:n = 1:6:
 Vergleich des Wellenhubes z_{AB} (aus der dynamischen Dauerlinie), der Wellenauflaufhöhe z_{98} und der Wellenauf- und -ablaufgeschwindigkeiten $\pm v_{98max}$ in dimensionslosen Auftragungen als Funktionen der Brecherkennzahl ξ

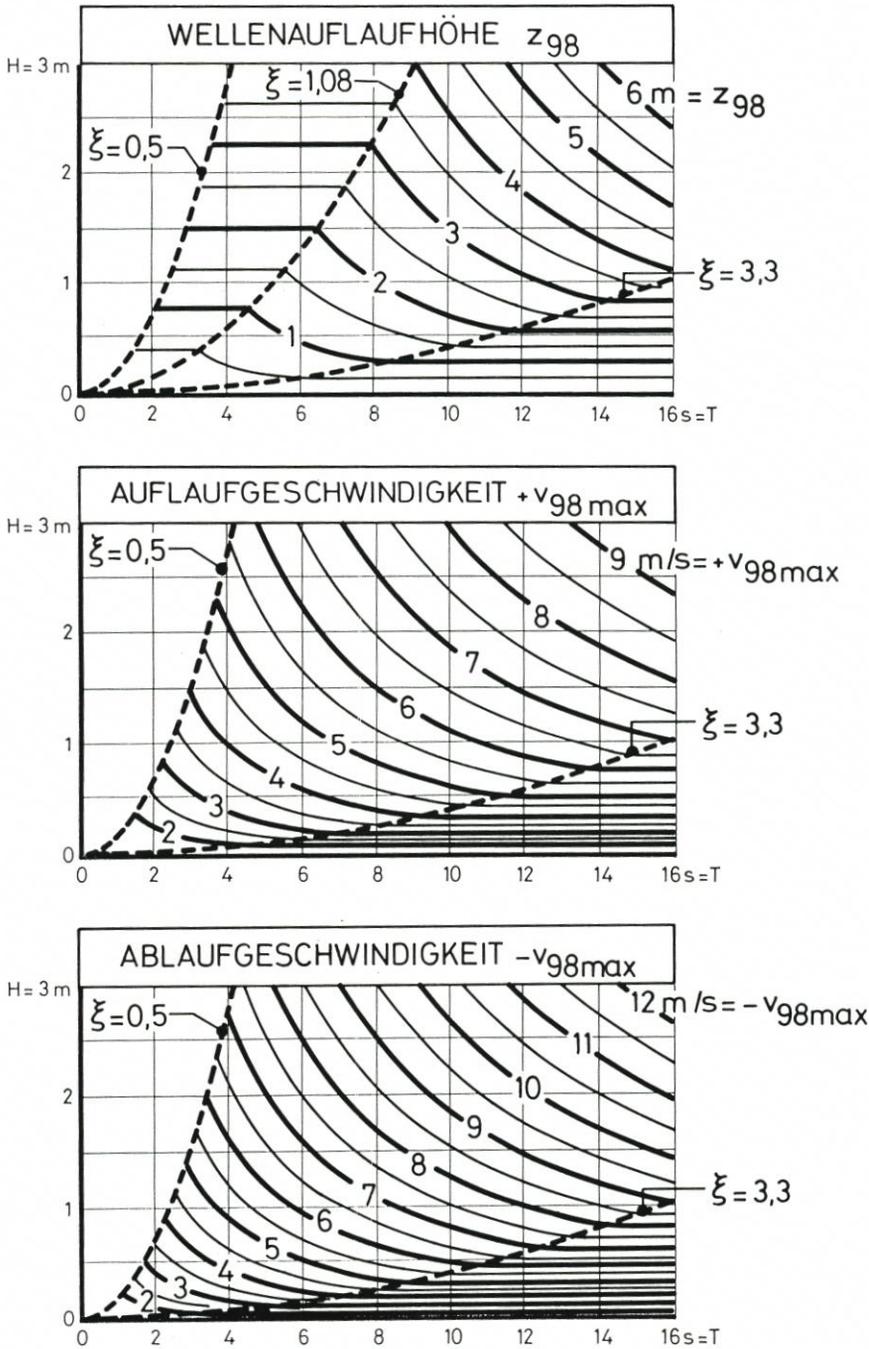


Abb. 15: Reguläre Wellen, Böschung glatt, 1:n = 1:6:
 Wellenaufbauhöhe z_{98} (oben), Wellenauflaufgeschwindigkeit $+v_{98\text{max}}$ (Mitte) und Wellenablaufgeschwindigkeit $-v_{98\text{max}}$ (unten) als Funktionen der Wellenhöhe H und der Wellenperiode T

Wellenperiode T aufgetragen. Bei der Wellenaufbauhöhe z_{98} wurde berücksichtigt, daß im Bereich kleiner Brecherkennzahlen (hier: $\xi < 1,08$) die Formel von WASSING (1957)

$$z_{98} = 8 \cdot \frac{H}{n} \quad (15)$$

eine gute Näherung bietet (FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989); bei den Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten ergeben sich durch die Verwendung vereinfachender Anpassungsfunktionen (vgl. Abb. 13) besonders im Extrapolationsbereich gewisse Änderungen gegenüber den Werten bei FÜHRBÖTER und WITTE (1989).

5. Einflüsse verschiedener Rauheiten und von Wellenspektren auf die dynamischen Dauerlinien

5.1 Vorbemerkung

Es wurden hier die Ergebnisse von Versuchsreihen im Großen Wellenkanal (GWK) ausgewertet, die eingehend von FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE (1989) beschrieben werden; es sollen hier nur kurz die wichtigsten Versuchsparameter angegeben werden:

Die Asphaltböschung kann in ihrer Wirkung als hydraulisch glatt angesehen werden. Als Rauheiten werden Kunstgras (als „Gras“ bezeichnet) und Betonblöcke auf der Asphaltdecke (als „Blöcke“ bezeichnet) verwendet. Das Kunstgras mit einer Halmlänge von 28 mm entspricht etwa der Rauheit eines beweideten Grasdeiches und ist auf ganzer Länge der Böschung von der Kanalsohle (etwa 5 m unter dem Ruhewasserspiegel) bis zur Deichkrone vorhanden; die Betonblöcke dagegen werden nach den Versuchsergebnissen von FRANZIUS (1965) nur oberhalb des Ruhewasserspiegels angebracht. Es handelt sich um Blöcke mit einem quadratischen Grundriß mit der Kantenlänge $a = 14$ cm und einer Höhe von $b = 16$ cm, die in versetzten Reihen mit allseitigen Kantenabständen von $a = 56$ cm angeordnet sind.

Aus der Vielzahl der möglichen Wellenspektren (vgl. NIEMEYER, 1986) wurden Spektren des PIERSON-MOSKOWITZ-Typen ausgewählt, deren Hauptparameter durch die bekannte signifikante Wellenhöhe H_s als das arithmetische Mittel der 33 höchsten Wellen aus einer Folge von 100 Wellen und aus der zum Energiemaximum gehörigen Peakperiode T_p gegeben sind; mit H_s und T_p anstatt H und T ergibt sich dazu nach Gleichung (4) die zugehörige Brecherkennzahl ξ_p .

5.2 Einfluß von Rauheiten

Für drei verschiedene Brecherkennzahlen – $\xi = 0,96$ und $\xi = 2,50$ im Sturzbrecherbereich, $\xi = 4,42$ im Bereich des Reflexionsbrechers – sind auf Abb. 16 für reguläre Wellen die dynamischen Dauerlinien für die glatte Böschung denen bei Gras- und Blockrauheiten gegenübergestellt; es geht aus Abb. 16 hervor, daß die Brecherkennzahl einen wesentlich größeren Einfluß auf die Form der Dauerlinien als die Rauheit hat. Dieses wird auch durch Abb. 17 bestätigt, in der die Hauptparameter der Dauerlinie als $z(D = 2\%)$ für den Wellenaufbau, $z(D = 50\%)$ für die mittlere Wasserspiegellage und $z(D = 98\%)$ für das Wellental in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ξ aufgetragen sind; der kennzeichnende Verlauf der Funktionen nach Abb. 5 (glatt) bleibt auch bei den rauen Böschungen erhalten. Auffällig ist bei der Grasböschung, daß hier durch den Rauheitseinfluß bis zu Brecherkenn-

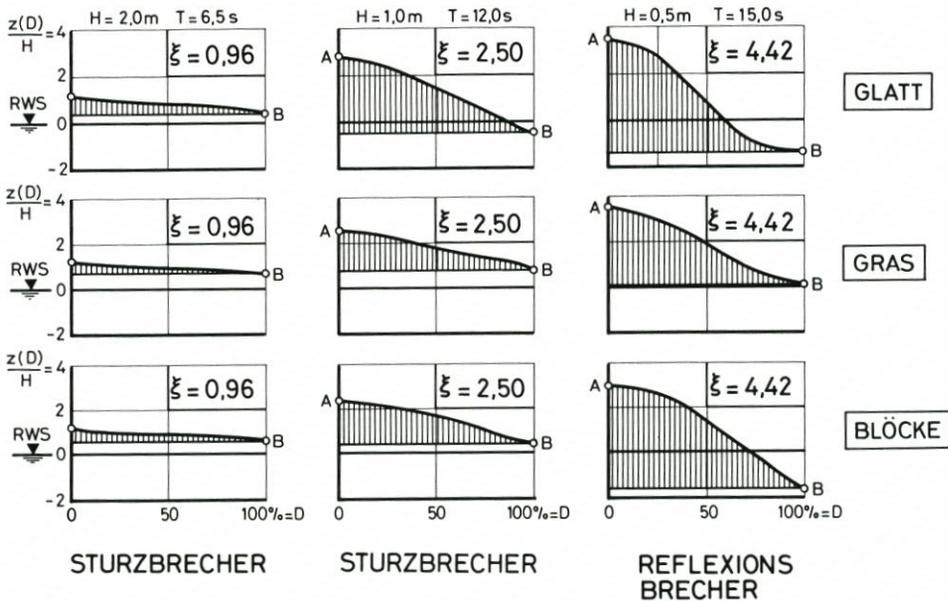


Abb.16: Reguläre Wellen, Böschungen 1:n = 1:6:
Dynamische Dauerlinien bei verschiedenen Rauheiten und Brecherkennzahlen ξ

zahlen über $\xi = 4$ die Wechselzone oberhalb des Ruhewasserspiegels bleibt. Daß bei der Blockböschung das Wellental ($z[D = 98\%]$) nur wenig gegenüber der glatten Böschung geändert ist, ist darauf zurückzuführen, daß die Blockrauheiten nur oberhalb des Ruhewasserspiegels vorhanden sind.

Die Veränderungen des Wellenhubes durch die Rauheiten sind auf Abb. 18 dargestellt; die stärkste Verminderung des Wellenhubes tritt bei der Grاسبöschung und bei den größeren Brecherkennzahlen (Übergang zum Reflexionsbrecher) ein.

Auch bei rauen Böschungen besteht wie bei der glatten Böschung (vgl. Abb. 6) im gesamten Bereich der untersuchten Brecherkennzahlen ein linearer Zusammenhang zwischen der Funktion für $z(D = 2\%)$ und der Wellenauflaufhöhe z_{98} . Bei der glatten Böschung liegen die Werte für $z(D = 2\%)$ rd. 6% niedriger als die für z_{98} ; bei der Grاسبöschung sind es rd. 4% und bei der Böschung mit den Betonblöcken rd. 7% (Abb. 19).

Die quantitativen Einflüsse der Rauheiten auf die Wellenauflaufhöhen und auf die Strömungsgeschwindigkeiten sind in Abschnitt 5.4 zusammengestellt.

5.3 Einfluß eines Wellenspektrums

Bei den Versuchen mit Spektren des PIERSON-MOSKOWITZ-Types muß beachtet werden, daß hier nur Brecherkennzahlen ξ_p zwischen 1 und 2,5 erreicht werden.

Die dynamischen Dauerlinien auf Abb. 20 zeigen wie bei den regulären Wellen (vgl. Abb. 16) eine wesentlich stärkere Abhängigkeit von der Brecherkennzahl ξ_p als von der Rauheit der Böschung; die Darstellung der Parameter $z(D = 2\%)$, $z(D = 50\%)$ und $z(D = 98\%)$ als Funktionen von ξ_p führt zu dem gleichen Ergebnis (Abb. 21). Immerhin sind hier aber die Wirkungen der Rauheiten gegenüber denen bei regulären Wellen stärker ausgeprägt,

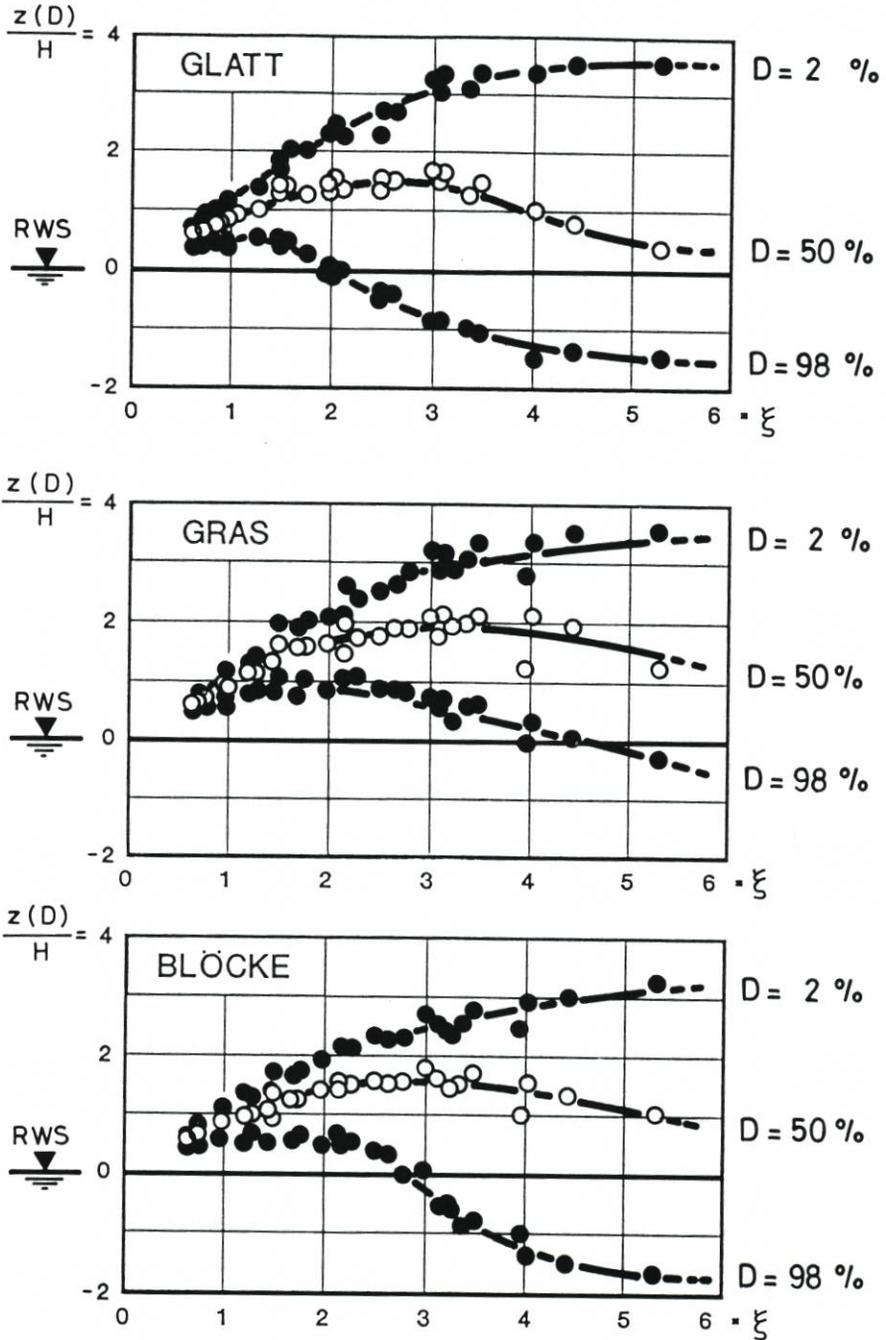


Abb. 17: Reguläre Wellen, Böschungen 1:n = 1:6:
Wellenaufhöhen als $z(D = 2 \%)$, mittlere Wasserstände als $z(D = 50 \%)$ und Wellentäler als $z(D = 96 \%)$ bei verschiedenen Rauheiten

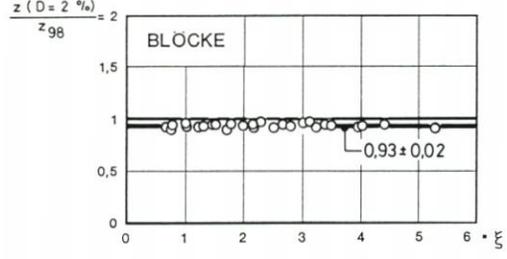
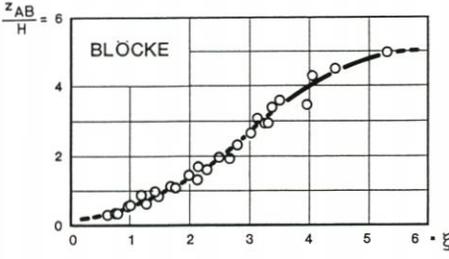
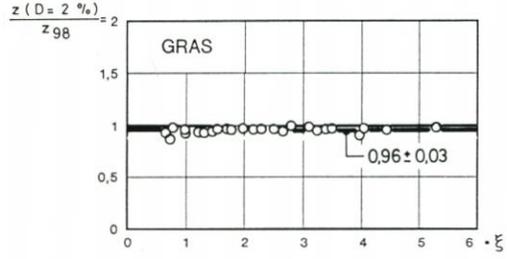
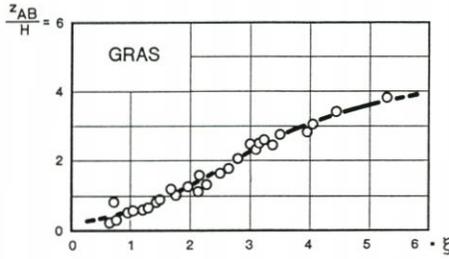
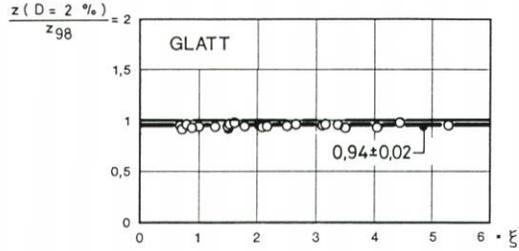
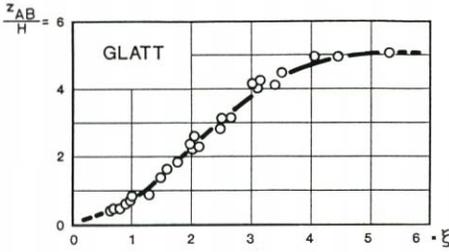


Abb.18: Reguläre Wellen, Böschungen 1 : n = 1 : 6: Wellenhub $z_{AB} = z(D = 2\%) - z(D = 98\%)$ bei verschiedenen Rauheiten

Abb.19: Reguläre Wellen, Böschungen 1 : n = 1 : 6: Verhältniswerte $z(D = 2\%) / z_{98}$ bei verschiedenen Rauheiten

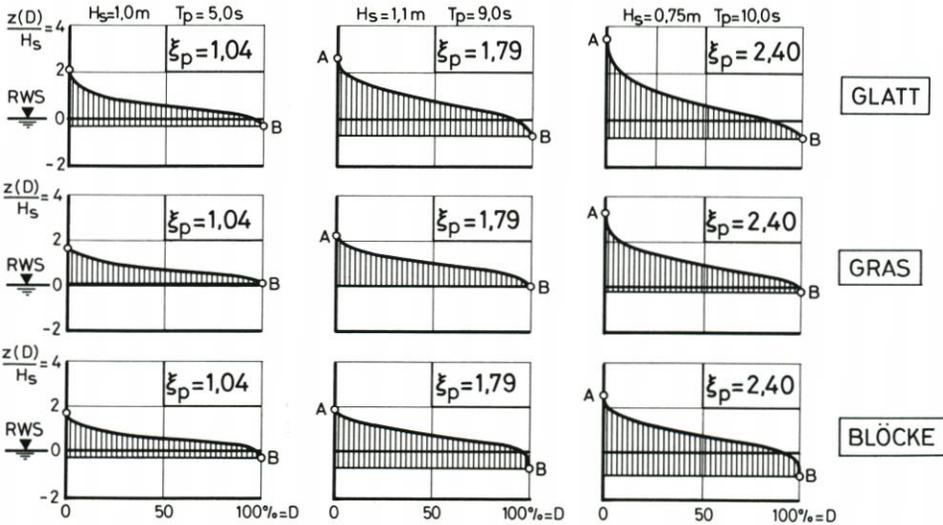


Abb.20: PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum, Böschungen 1 : n = 1 : 6: Dynamische Dauerlinien bei verschiedenen Rauheiten und Brecherkennzahlen ξ

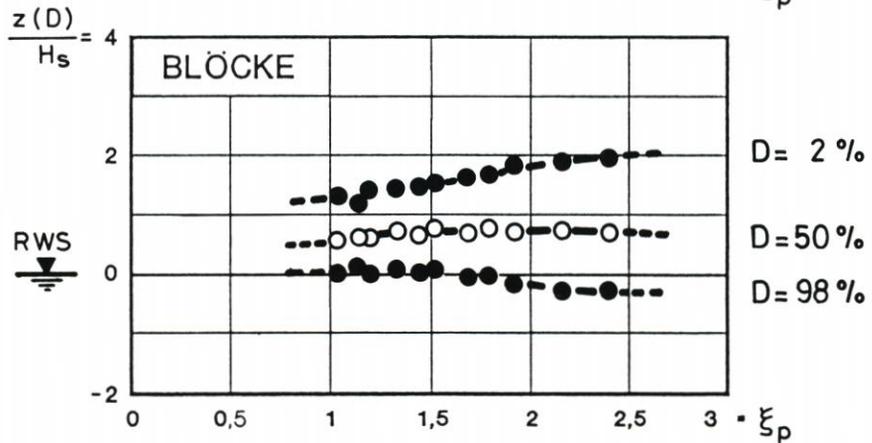
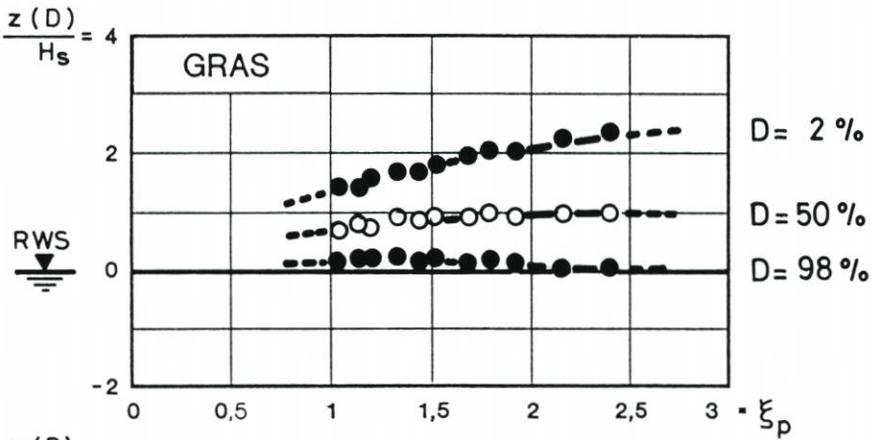
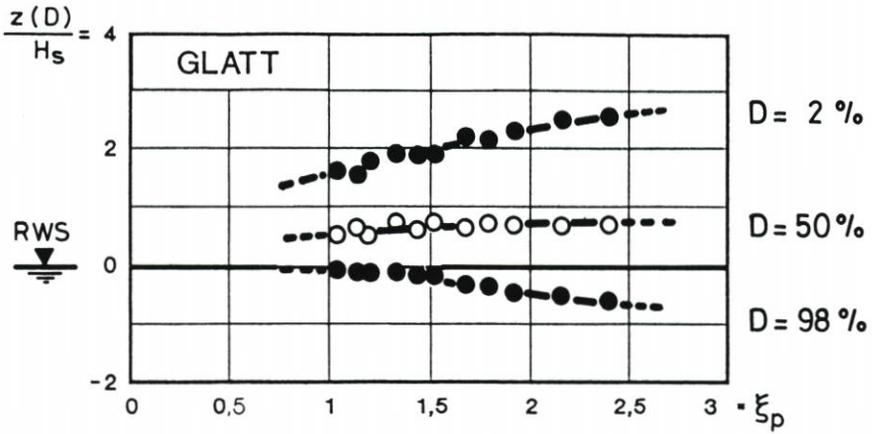


Abb.21: PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum, Böschungen 1:n = 1:6: Wellenauflaufhöhen als $z(D = 2\%)$, mittlere Wasserstände als $z(D = 50\%)$ und Wellentäler als $z(D = 98\%)$ bei verschiedenen Rauheiten

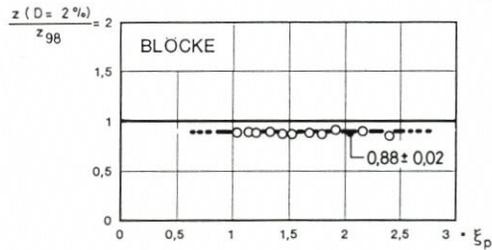
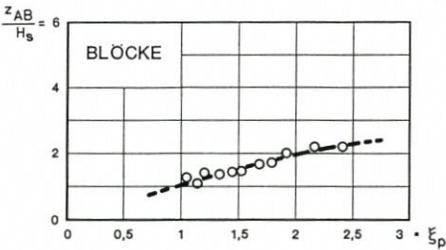
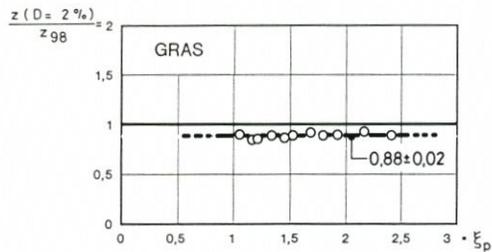
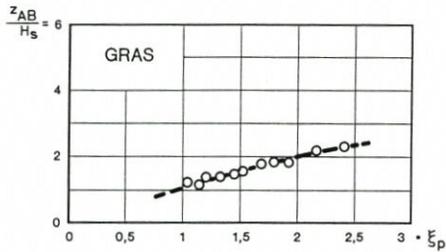
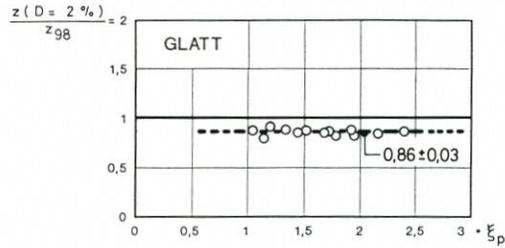
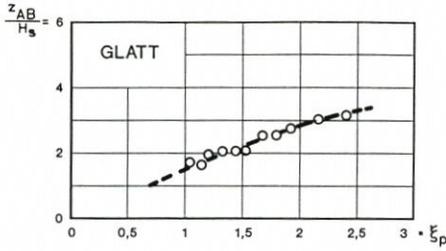


Abb. 22: PIERSON-MOSKOWITZ-SPEKTREN, Böschungen 1:n = 1:6: Wellenhub $z_{AB} = z(D = 2\%) - z(D = 98\%)$ bei verschiedenen Rauheiten

Abb. 23: PIERSON-MOSKOWITZ-SPEKTREN, Böschungen 1:n = 1:6: Verhältniswerte $z(D = 2\%) / z_{98}$ bei verschiedenen Rauheiten

wie aus dem Vergleich der Wellenhübe für die verschiedenen Rauheiten auf Abb. 22 zu erkennen ist. Bei den Spektren sind auch die Unterschiede zwischen den Werten für $z(D = 2\%)$ und den Wellenaufauhöhen z_{98} stärker ausgeprägt; bei der glatten Böschung liegen die Werte von $z(D = 2\%)$ um rd. 14 %, bei den Böschungen mit Rauheiten aus Gras und Blöcken um rd. 12 % niedriger als die der Wellenaufauhöhen z_{98} (Abb. 23).

5.4 Zusammenfassung der Einflüsse von Rauheiten und Wellenspektren

Die Wirkung einer Rauheit auf die Wellenaufauhöhe z_{98} im Vergleich zu einer hydraulisch glatten Böschung kann durch den

$$\text{Reduktionsfaktor } r = \frac{z_{98(\text{rauh})}}{z_{98(\text{glatt})}} \quad (16)$$

beschrieben werden; in ähnlicher Form kann bei einem Wellenspektrum die Vergrößerung der Wellenaufauhöhe durch einen

$$\text{Verstärkungsfaktor } a = \frac{z_{98(\text{Spektrum})}}{z_{98(\text{regulär})}} \quad (17)$$

ausgedrückt werden.

Bei den Strömungsgeschwindigkeiten können gleiche Verhältniswerte gebildet werden, es müssen hier aber die Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten als $+v_{98\max}$ und $-v_{98\max}$ getrennt betrachtet werden. Es ist hier der

$$\text{Reduktionsfaktor } r = \frac{\pm v_{98\max(\text{rauh})}}{\pm v_{98\max(\text{glatt})}} \quad (18)$$

und der Verstärkungsfaktor bei Wellenspektren

$$\text{Verstärkungsfaktor } a = \frac{\pm v_{98\max(\text{Spektrum})}}{\pm v_{98\max(\text{regulär})}} \quad (19)$$

Wie die Versuche gezeigt haben, können in fast allen Fällen die Reduktions- und Verstärkungsfaktoren im Bereich der untersuchten Brecherkennzahlen als konstant angesehen werden. Auf Tafel 1 sind diese Faktoren für die Wellenauflaufhöhe (nach FÜHRBÖTER/SPARBOOM/WITTE, 1989), auf Tafel 2 für die maximalen Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten (nach FÜHRBÖTER/WITTE, 1989) zusammengestellt. Aus Tafel 1 und 2 geht hervor, daß – sowohl bei den Wellenauflaufhöhen als auch bei den Strömungsgeschwindigkeiten die Rauheitswirkung stärker bei den Wellenspektren als bei den regulären Wellen in Erscheinung tritt und – die Rauheitswirkung den Wellenablauf wesentlich stärker als den Wellenauflauf beeinflusst.

Tafel 1:
Wellenauflaufhöhe z_{98} ; Reduktionsfaktoren r und Verstärkungsfaktoren a (Böschung 1 : n = 1 : 6)

Reguläre Wellen ($0,6 \leq \xi \leq 5$)	Gras: Blöcke:	$r \sim 0,95$ ($0,95 \pm 0,05$) $r \sim 0,9$ ($0,88 \pm 0,06$)
P-M-Spektrum/Reguläre Wellen (glatt): $a \sim 1,5$ ($\xi_p = 1$) bis $a \sim 1,1$ ($\xi_p = 2,5$)		
P-M-Spektrum ($1 \leq \xi_p \leq 2,5$)	Gras: Blöcke:	$r \sim 0,9$ ($0,87 \pm 0,04$) $r \sim 0,75$ ($0,75 \pm 0,04$)

Tafel 2:
Wellenauflauf- ($+v_{98\max}$) und Ablaufgeschwindigkeiten ($-v_{98\max}$); Reduktionsfaktoren r und Verstärkungsfaktoren a (Böschung 1 : n = 1 : 6)

Reguläre Wellen ($0,6 \leq \xi \leq 3,3$)	Gras: Blöcke:	$+v_{98\max}$ $r \sim 0,8$ ($0,83 \pm 0,12$) $-v_{98\max}$ $r \sim 0,4$ ($0,44 \pm 0,09$) $+v_{98\max}$ $r \sim 1,0$ ($1,02 \pm 0,10$) $-v_{98\max}$ $r \sim 0,6$ ($0,63 \pm 0,14$)
P-M-Spektrum/Reguläre Wellen (glatt): $+v_{98\max}$: $a \sim 1,5$ ($1,50 \pm 0,09$) $-v_{98\max}$: $a \sim 1,2$ ($1,21 \pm 0,12$)		
P-M-Spektrum ($1 \leq \xi_p \leq 2,5$)	Gras: Blöcke:	$+v_{98\max}$ $r \sim 0,8$ ($0,81 \pm 0,09$) $-v_{98\max}$ $r \sim 0,5$ ($0,52 \pm 0,04$) $+v_{98\max}$ $r \sim 1,0$ ($0,96 \pm 0,10$) $-v_{98\max}$ $r \sim 0,6$ ($0,58 \pm 0,14$)

Letztere Wirkung kann wieder dadurch erklärt werden, daß beim Wellenablauf geringere Schichtdicken des ablaufenden Wassers als beim Wellenauflauf vorhanden sind. Da die Rauheit als relative Rauheitshöhe im Verhältnis zum hydraulischen Radius (hier: Schichtdicke des Wassers) wirksam ist, ist die Wirkung beim Wellenablauf entsprechend größer.

6. Einfluß der Böschungsneigung 1 : n auf die Wellenbelastungen

Wird angenommen, daß die Funktion $f(\xi)$ nach den Gleichungen 9, 9a und 9b auch für sehr flache Böschungen Gültigkeit hat – nach den Untersuchungen von BATTJES und ROOS ist dies bis Böschungsneigungen von 1 : n = 1 : 7 der Fall –, so können die nach Abb. 13a bis 13b ermittelten maximalen Strömungsgeschwindigkeiten für die Neigung 1 : n = 1 : 6 (für glatte Böschungen und reguläre Wellen) als Funktion der Brecherkennzahl ξ auch auf andere Böschungsneigungen 1 : n umgerechnet werden; Abb. 24 zeigt diese Umrechnungsfunktion als Funktion von n:

$$\frac{v_{98\max(n)}}{v_{98\max(n=6)}} = (n) \tag{20}$$

Diese Funktion, die der Potenz $n^{0,4}$ entspricht, ist sowohl für die Auflauf- (+ $v_{98\max}$) als auch für die Ablaufgeschwindigkeiten (- $v_{98\max}$) gültig.

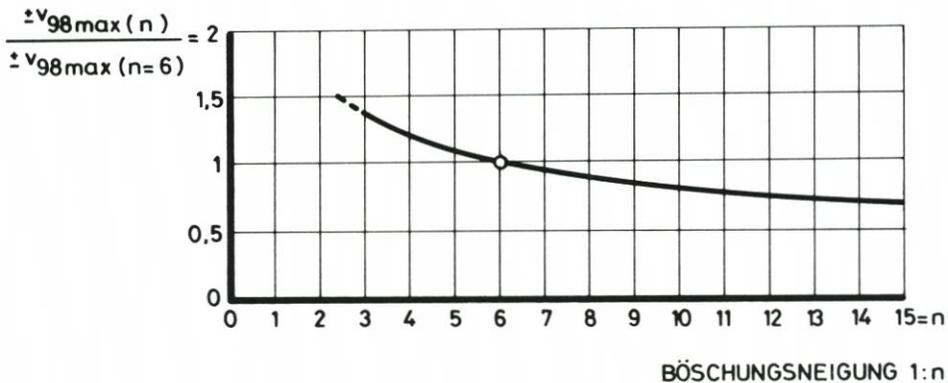


Abb.24: Reguläre Wellen und glatte Böschungen:

Zur Umrechnung der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten $\pm v_{98\max}$ für 1 : n = 1 : 6 auf andere Böschungsneigungen 1 : n

Für die Wellenauflaufhöhe z_{98} geht sowohl aus der Formel von HUNT (Gleichung [6]) als auch aus der Formel von WASSING (Gleichung [15]) hervor, daß die Wellenauflaufhöhe linear proportional $\tan\alpha = 1 : n$ ist; auch hier ist aber fraglich, ob dieses auch für sehr flache Böschungen der Fall ist; aus den Ergebnissen für den Reflexionsfaktor K_R nach BATTJES (1974) (vgl. Abb. 8) ist zu erwarten, daß hier die Wellenauflaufhöhe (und auch die Strömungsgeschwindigkeiten) eher kleiner als nach der Funktion $\tan\alpha = 1 : n$ werden.

In die Wellenbelastung muß an dieser Stelle auch die Druckschlagbelastung einbezogen werden. Sie tritt bei Böschungsneigungen flacher als 1 : n = 1 : 3 immer unterhalb des Ruhewasserspiegels mit einem Maximum bei etwa -0,5 H auf; nach FÜHRBÖTER (1986) und FÜHRBÖTER und SPARBOOM (1988) sind außerdem die Druckschlagbelastungen auf einen engen Bereich der Brecherkennzahlen ($1 < \xi < 2$; voll entwickelter Sturzbrecher) beschränkt.

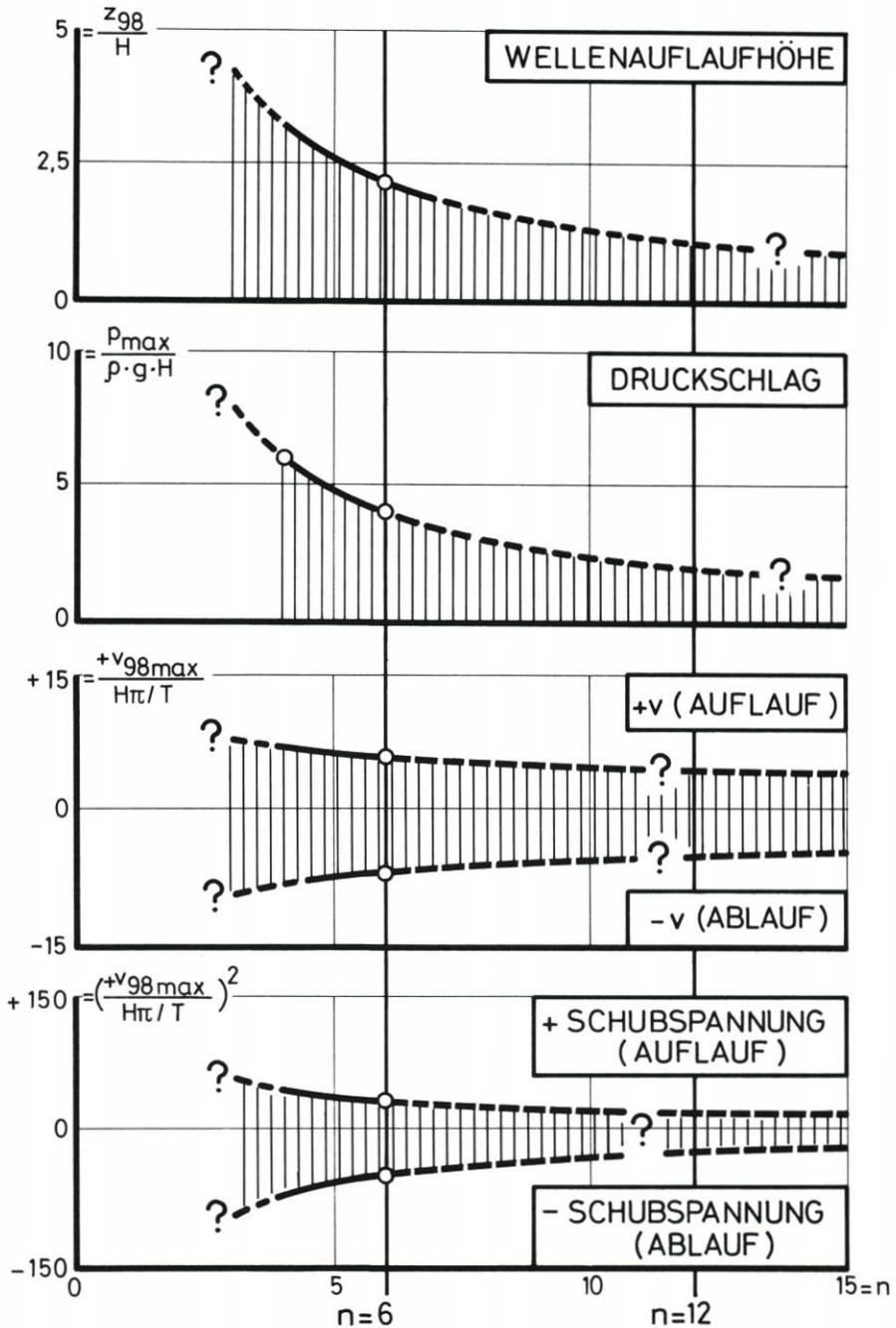


Abb. 25: Reguläre Wellen und glatte Böschungen:
 Abhängigkeiten der Wellenauflaufhöhe z_{98} , der Druckschlaghöhe p_{max} sowie der Wellenauf- und -ablaufgeschwindigkeiten $\pm v_{98max}$ und der zugehörigen Schubspannungen von der Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : n$ (für $H = 2$ m und $T = 6$ s)

Bei flacher werdenden Böschungen tritt durch die dämpfende Wirkung des Wasserpollsters auf der Böschung eine Reduktion der Druckschlaghöhen ein. Die Druckschlaghöhen sind besonders stark von stochastischen Einflüssen abhängig (FÜHRBÖTER, 1966); für eine Druckschlaghöhe p_{\max} , die etwa der Wahrscheinlichkeit von einmal bei 1000 Wellen entspricht, kann für die Abhängigkeit von der Böschungsneigung aus Versuchen mit Böschungsneigungen von 1:4 und 1:6 eine Näherungsgleichung

$$\frac{p_{\max}}{\rho \cdot g \cdot H} \sim \frac{24}{n} \quad (21)$$

abgeleitet werden (FÜHRBÖTER und SPARBOOM, 1988), die aber mit Sicherheit für sehr flache Böschungen zu große Werte liefert; dieses soll in weiteren Versuchen überprüft werden.

Damit können nach Abb. 25 in dimensionsloser Form die Abhängigkeiten aller Belastungsarten von der Böschungsneigung zusammenfassend dargestellt werden, wobei mit dem Quadrat der maximalen Strömungsgeschwindigkeiten (Abb. 25 unten) auch noch ein Maß für die erzeugten Schubspannungen erhalten wird. Für die Strömungsgeschwindigkeiten wurde dabei eine Welle von $H = 2$ m und $T = 6$ s verwendet.

Abb. 25 soll zeigen, daß alle Belastungsgrößen in deutlichem Maße zurückgehen, wenn eine flachere Deichböschung gewählt wird (vgl. RODLOFF, 1963).

Dieser Vorteil wird noch deutlicher, wenn zugleich die dynamischen Verweilzeiten betrachtet werden; insbesondere Abb. 5 zeigt, wie mit abnehmenden ξ -Werten – das bedeutet bei gleichbleibenden Wellenparametern eine Zunahme von n – der Bereich des Wellenhubes immer kleiner wird und sich immer mehr dem Ruhewasserspiegel nähert; dies gilt besonders für den Bereich von $\xi < 0,5$, in dem der Übergang vom Sturzbrecher zum Schwallbrecher stattfindet.

Bei Deichen, bei denen zugleich Druckschlag- und Strömungsbelastungen auftreten – dies ist nach den vorliegenden Untersuchungen auch noch bei einer Böschungsneigung von 1:n = 1:6 der Fall –, ist insbesondere der Böschungsbereich unmittelbar unterhalb des Scheitelwasserstandes einer Sturmflut gefährdet. Einmal, weil bereits aus der Tidekurve her hier hohe Verweilzeiten auftreten können wie z.B. bei der Februarsturmflut 1962 (vgl. Abb. 1), zum anderen aber durch die Belastungsfolge während der Sturmflut, bei der dieser Bereich

- vor dem Erreichen des Sturmflutscheitels durch die maximalen Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten,
- während des Scheitelwasserstandes durch Druckschläge und
- bei fallendem Wasserstand nochmals mit den maximalen Strömungsgeschwindigkeiten des Wellenauflaufes und -ablaufes belastet wird.

Dieser ungünstige Überlagerungseffekt tritt um so stärker zurück, je flacher die Deichböschung wird.

Die Untersuchung sehr flacher Deichböschungen (zunächst 1:n = 1:12) soll daher die Aufgabe der nächsten Versuchsreihen im Großen Wellenkanal (GWK) sein.

7. Schriftenverzeichnis

- BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proc. 14th Coastal Eng. Conf. Copenhagen, 1974.
 BATTJES, J. A. u. ROOS, A.: Characteristics of Flow in Run-up of Periodic Waves. Report No. 75-3, Delft University of Technology, 1975.
 BRUUN, P. u. JOHANNESON, P.: Parameters affecting Stability of Rubble Mounds, Closure,

- ASCE, Journal Waterways, Port, Coastal and Ocean Division, Vol. 103. No. WW 4, 1977.
- BRUUN, P. u. GÜNBAK, A. R.: Stability of Sloping Structures in Relation to $\xi = \tan\alpha/\sqrt{H/L_0}$. Risk Criteria in Design. Coastal Engineering, Vol. 1, No. 4, 1977.
- FRANZIUS, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Reibwehrwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. Franzius-Institut der Techn. Universität Hannover, H. 25, 1965.
- FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. Franzius-Institut der TU Hannover, 28, 1977.
- FÜHRBÖTER, A.: Über Wellenzeiten und Wellenenergien bei Sturmfluten. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 38. Band, 1981.
- FÜHRBÖTER, A.: Die Forschungseinrichtung „Großer Wellenkanal“ (Hannover) und ihre Aufgaben. Inter maritime '82 Hamburg, 1982.
- FÜHRBÖTER, A.: Model and Prototype Tests for Wave Impact and Run-up on an Uniform 1:4 Slope. Coastal Engineering, Elsevier Science Vol. 10, 1986.
- FÜHRBÖTER, A. u. SPARBOOM, U.: Full-Scale Wave Attack of Uniformly Sloping Sea Dykes. Proc. 21st Coastal Eng. Conf. Torremolinos, Malaga, Spain, 1988.
- FÜHRBÖTER, A., SPARBOOM, U. u. WITTE, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenauflauf auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6. Die Küste, H. 50, 1989.
- FÜHRBÖTER, A. u. WITTE, H.-H.: Wellenbelastung an Seedeichen. Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf auf einer Böschung der Neigung 1:n = 1:6. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 44. Band, 1989.
- GALVIN, C. J.: Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches. Journal Geoph. Res. Vol. 73, No. 12, 1968.
- GRÜNE, J.: Wave Run-up Caused by Natural Storm Surge Wave. Proc. 18th Coastal Eng. Conf. Kapstadt, 1982.
- GRÜNE, J. u. FÜHRBÖTER, A.: A Large Wave Channel for Full Scale-Modelling of Wave Dynamics in Surf Zones. Proc. Intern. Symposium on Modelling Techniques, Vol. 1, San Francisco, 1975.
- HENSEN, W.: Die Sturmflut in der Elbe vom 16./17. Februar 1962. VDI-Zeitschrift, Bd. 104, Nr. 32, 1962.
- HUNT, I. A.: Design for Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, Vol. 85, No. WW3, 1959.
- IRIBARREN, C. R. u. NOGALES, C.: Protection des Ports. Section II, Comm. 4, XVIIth Int. Nav. Congress, Lisbon, 1949.
- Küstenausschuß Nord- und Ostsee: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. Die Küste, Jahrgang 10, H. 1, 1962.
- MASE, H.: Spectral Characteristics of Random Wave Run-up. Coastal Engineering, Vol. 12, No. 2, 1988.
- MEISSNER, U., HARTMANN, Th. u. HELLER, M.: Finite Elements Models for Seepage Flow Analysis in Dikes and Rubble Mound Breakwaters. Computational and Methods in Flow Analysis. Proc. Intern. Conference on Computational and Methods in Flow Analysis, Okajama, Japan, 1988.
- MORAES, C. d. C.: Experiments of Wave Reflexion on Impermeable Slopes. Proc. 12th Conf. Coastal Eng., Washington, D. C., Vol. I, 1970.
- NIEMEYER, H. D.: Ausbreitung und Dämpfung des Seegangs im See- und Wattgebiet von Norderney. Niedersächsisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Forschungsstelle Küste, Jahresbericht 1985, Band 37, 1986.
- RODLOFF, W.: Über die Form von Seedeichen mit Grasdecke. Wasser und Boden, H. 2, 1963.
- SAVILLE, T. J. R.: Wave Run-up on Composite Slopes. Proc. 6th Coastal Eng., Conf. Gainesville, USA, 1957.
- WASSING, F.: Model Investigations of Wave Run-up carried out in the Netherlands during the last Twenty Years. Proc. 6th Conf. on Coastal Eng., Gainesville, USA, 1957.
- ZITSCHER, F.-F.: Analyse zur Bemessung von Außenböschungen scharfliegender Seedeiche gegen Wellenbeanspruchung. Wasser und Boden, H. 10, 1962.

8. Tafelanhang

Tafel A: Versuchswerte für die glatte Böschung (1:n = 1:6) und reguläre Wellen

ξ	H	T	Z	Z	Z	Z _{AB}	Z ₉₈	+V _{98 max}	-V _{98 max}	Z(+V _{98 max})	Z(-V _{98 max})
-	m	s	(D = 2 %)	(D = 50 %)	(D = 98 %)	m	m	m/s	m/s	m	m
0,63	1,50	3,70	1,10	0,88	0,52	0,58	1,17	4,75	5,65	0,43	0,57
0,72	0,75	3,00	0,63	0,44	0,30	0,33	0,70	3,40	5,48	0,23	0,30
0,76	1,90	5,00	1,70	1,30	0,88	0,82	1,79	4,37	6,70	0,97	1,03
0,85	1,50	5,00	1,54	1,16	0,72	0,82	1,66	4,55	5,61	0,55	0,64
0,85	1,50	5,00	1,57	1,15	0,70	0,87	1,72	4,98	7,24	0,70	0,77
0,85	1,00	4,10	1,00	0,76	0,43	0,57	1,08	4,48	6,80	0,51	0,42
0,88	2,00	6,00	2,14	1,62	1,00	1,14	2,29	4,93	8,05	0,90	1,10
0,96	2,00	6,50	2,25	1,69	0,95	1,30	2,40	4,78	6,84	0,97	1,03
0,99	0,75	4,10	0,89	0,65	0,28	0,61	0,98	4,00	7,14	0,17	0,17
1,28	1,70	8,00	2,37	1,74	0,92	1,45	2,56	5,46	8,14	0,90	0,83
1,48	1,60	9,00	3,01	2,28	0,87	2,14	3,25	6,15	8,14	0,63	0,90
1,49	1,55	8,90	2,92	2,13	0,81	2,11	3,08	6,40	8,36	0,57	0,77
1,49	0,75	6,20	1,29	0,95	0,28	1,01	1,44	4,18	9,69	0,17	0,37
1,58	1,40	9,00	2,87	1,98	0,64	2,23	3,00	7,83	8,21	0,50	0,63
1,76	1,40	10,00	2,85	1,75	0,34	2,51	3,07	5,45	8,63	0,10	0,23
1,97	0,75	8,20	1,74	1,08	-0,04	1,78	1,87	5,48	7,53	0,75	-0,07
1,97	0,75	8,20	1,77	1,09	0,02	1,75	1,86	5,47	8,41	0,03	-0,03
1,99	1,10	10,00	2,53	1,54	0,08	2,45	2,65	4,73	8,33	0,04	0,04
1,99	1,25	10,70	2,50	1,56	-0,13	2,63	2,60	6,37	8,16	-0,37	-0,10
2,04	0,75	8,50	1,85	1,18	-0,08	1,93	1,99	5,71	8,16	-0,17	0,10
2,14	1,15	11,00	2,56	1,55	-0,03	2,59	2,75	5,28	8,17	-0,10	0,10
2,48	0,75	10,30	1,70	1,00	-0,39	2,09	1,80	5,29	7,64	-0,30	-0,37
2,50	1,00	12,00	2,74	1,56	-0,39	3,13	2,90	5,44	7,50	-0,37	-0,50
2,65	0,75	11,00	2,02	1,14	-0,33	2,35	2,10	4,18	8,17	-0,50	-0,43
3,01	0,75	12,50	2,43	1,27	-0,65	3,08	2,56	4,94	8,24	0,70	-0,43
3,09	0,85	13,70	2,58	1,27	-0,76	3,34	2,75	7,48	7,62	-0,77	-0,70
3,13	0,75	13,00	2,50	1,22	-0,67	3,17	2,62	6,05	7,76	-0,57	-0,57
3,37	0,75	14,00	2,31	0,93	-0,75	3,06	2,44	7,00	5,02	-0,77	0,50
3,49	0,75	14,50	2,53	1,10	-0,82	3,35	2,74	6,38	4,62	-0,90	0,23
4,03	0,60	15,00	2,03	0,60	-0,91	2,94	2,20	4,24	4,35	0,30	0,57
4,42	0,50	15,00	1,76	0,39	-0,70	2,46	1,82	3,64	4,77	0,10	0,30
5,28	0,35	15,00	1,24	0,13	-0,52	1,76	1,30	2,62	2,75	0,30	0,17

Tafel B: Versuchswerte für rauhe Böschungen (1:n = 1:6) und reguläre Wellen

ξ	Wellenparameter			Grasrauhe Böschung (= Kunstgras)						Böschung mit Betonblöcken						
	H	T		(D = 2%) (D = 50%) (D = 98%)			Z ₉₈			(D = 2%) (D = 50%) (D = 98%)			Z ₉₈			
	m	s		Z	Z _{AB}	Z ₉₈	Z	Z _{AB}	Z ₉₈	Z	Z _{AB}	Z ₉₈	Z	Z _{AB}	Z ₉₈	
0,63	1,50	3,70		0,97	0,84	0,70	0,27	1,04	1,03	0,84	0,61	0,42	1,13			
0,72	0,75	3,00		0,61	0,84	0,01	0,60	0,70	0,59	0,47	0,33	0,26	0,66			
0,76	1,90	5,00		1,56	1,29	1,02	0,54	1,57	1,56	1,27	0,97	0,59	1,67			
0,96	2,00	6,50		2,33	1,85	1,40	0,93	2,45	2,16	1,70	1,16	1,00	2,27			
0,99	0,75	4,10		0,82	0,64	0,42	0,40	0,89	0,83	0,64	0,41	0,42	0,90			
1,20	0,75	5,00		0,97	0,83	0,56	0,41	1,03	0,98	0,73	0,36	0,62	1,06			
1,28	1,70	8,00		2,41	1,91	1,38	1,03	2,58	2,14	1,70	1,14	1,00	2,30			
1,44	0,75	6,00		1,21	0,99	0,61	0,60	1,29	1,08	0,81	0,38	0,70	1,15			
1,49	1,55	8,90		2,98	2,47	1,68	1,30	3,12	2,62	2,08	1,43	1,19	2,77			
1,68	0,75	7,00		1,41	1,16	0,55	0,86	1,45	1,21	0,93	0,38	0,83	1,37			
1,76	1,40	10,00		2,79	2,15	1,42	1,37	2,91	2,40	1,74	0,93	1,47	2,52			
1,97	0,75	8,20		1,54	1,21	0,62	0,92	1,59	1,43	1,05	0,35	1,08	1,53			
2,14	1,15	11,00		2,45	1,68	1,21	1,24	2,55	2,27	1,58	0,76	1,51	2,45			
2,16	0,75	9,00		1,94	1,47	0,77	1,17	2,00	1,60	1,17	0,34	1,26	1,75			
2,28	1,20	12,00		2,83	2,06	1,28	1,55	2,93	2,56	1,80	0,64	1,92	2,64			
2,50	1,00	12,00		2,49	1,74	0,87	1,62	2,56	2,32	1,56	0,37	1,95	2,55			
2,65	0,75	11,00		1,96	1,40	0,64	1,32	2,08	1,68	1,13	0,24	1,44	1,79			
2,79	0,80	12,00		2,26	1,47	0,63	1,63	2,28	1,82	1,21	-0,02	1,84	1,95			
3,01	0,75	12,50		2,41	1,56	0,55	1,86	2,48	2,02	1,33	0,03	1,99	2,12			
3,09	0,85	13,70		2,42	1,50	0,47	1,95	2,48	-	-	-	-	-			
3,13	0,75	13,00		2,37	1,58	0,53	1,84	2,41	1,89	1,18	-0,42	2,31	1,95			
3,23	0,60	12,00		1,73	1,15	0,18	1,55	1,82	1,44	0,84	-0,33	1,77	1,56			
3,28	0,85	14,50		-	-	-	-	-	1,98	1,20	-0,54	2,52	2,13			
3,37	0,75	14,00		2,26	1,47	0,42	1,84	2,34	1,90	1,11	-0,66	2,56	2,00			
3,49	0,75	14,50		2,50	1,55	0,44	2,06	2,59	2,08	1,27	-0,61	2,69	2,21			
3,95	0,40	12,00		1,11	0,49	-0,02	1,13	1,23	0,97	0,38	-0,42	1,39	1,06			
4,03	0,60	15,00		2,01	1,26	0,19	1,82	2,10	1,74	0,92	-0,82	2,56	1,87			
4,42	0,50	15,00		1,75	0,95	0,04	1,71	1,84	1,48	0,65	-0,76	2,24	1,55			
5,28	0,35	15,00		1,23	0,43	-0,10	1,33	1,25	1,14	0,34	-0,59	1,73	1,25			

Tafel C: Versuchswerte für glatte und rauhe Böschungen (1 : n = 1 : 6) mit PIERSON-MOSKOWITZ-Spektren

Glatte Böschung (= Asphaltbeton)

ζ_p	H_s	T_p	z			Z_{AB}	Z_{98}
			(D = 2 %)	(D = 50 %)	(D = 98 %)		
-	m	s	m	m	m	m	m
1,04	1,00	5,00	1,61	0,53	-0,08	1,69	1,85
1,14	1,20	6,00	1,86	0,78	-0,10	1,96	2,35
1,20	0,75	5,00	1,33	0,40	-0,12	1,45	1,46
1,33	1,20	7,00	2,30	0,88	-0,15	2,45	2,62
1,44	0,75	6,00	1,40	0,46	-0,13	1,53	1,65
1,52	1,20	8,00	2,25	0,88	-0,23	2,48	2,60
1,68	0,75	7,00	1,65	0,49	-0,24	1,89	1,93
1,79	1,10	9,00	2,37	0,79	-0,40	2,77	2,91
1,92	0,75	8,00	1,70	0,50	-0,36	2,06	1,94
2,16	0,75	9,00	1,86	0,50	-0,40	2,26	2,21
2,40	0,75	10,00	1,90	0,50	-0,47	2,37	2,21

Grasraue Böschung (= Kunstgras)

ζ_p	H_s	T_p	z			Z_{AB}	Z_{98}
			(D = 2 %)	(D = 50 %)	(D = 98 %)		
-	m	s	m	m	m	m	m
1,04	1,00	5,00	1,43	0,69	0,19	1,24	1,60
1,14	1,20	6,00	1,68	0,95	0,26	1,42	1,99
1,20	0,75	5,00	1,18	0,55	0,14	1,04	1,39
1,33	1,20	7,00	2,00	1,09	0,30	1,70	2,27
1,44	0,75	6,00	1,25	0,64	0,13	1,12	1,46
1,52	1,20	8,00	2,12	1,09	0,27	1,85	2,42
1,68	0,75	7,00	1,44	0,68	0,10	1,34	1,59
1,79	1,10	9,00	2,22	1,08	0,19	2,03	2,51
1,92	0,75	8,00	1,49	0,69	0,09	1,40	1,68
2,16	0,75	9,00	1,68	0,71	0,02	1,66	1,83
2,40	0,75	10,00	1,75	0,71	0,02	1,73	1,98

Böschung mit Betonblöcken

ζ_p	H_s	T_p	z			Z_{AB}	Z_{98}
			(D = 2 %)	(D = 50 %)	(D = 98 %)		
-	m	s	m	m	m	m	m
1,04	1,00	5,00	1,28	0,54	0,02	1,26	1,45
1,14	1,20	6,00	1,42	0,73	0,13	1,29	1,60
1,20	0,75	5,00	1,05	0,44	-0,01	1,06	1,20
1,33	1,20	7,00	1,71	0,85	0,09	1,62	1,93
1,44	0,75	6,00	1,07	0,48	-0,01	1,08	1,23
1,52	1,20	8,00	1,81	0,87	0,06	1,75	2,09
1,68	0,75	7,00	1,20	0,50	-0,07	1,27	1,36
1,79	1,10	9,00	1,83	0,82	-0,07	1,90	2,10
1,92	0,75	8,00	1,36	0,52	-0,14	1,50	1,49
2,16	0,75	9,00	1,41	0,53	-0,24	1,65	1,57
2,40	0,75	10,00	1,45	0,52	-0,22	1,67	1,70

Der Seedeich Porrenkoog bei Husum, eine deichbauhistorische Dokumentation vor Ort vom Mittelalter bis in die Gegenwart*

Von ERICH WOHLBERG

Zusammenfassung

Vor Husum liegt der Porrenkoog, der in vielfacher Beziehung eine Sonderstellung unter den Kögen Nordfrieslands einnimmt. Nach der schweren Sturmflut von 1976 wurde der Koogdeich verstärkt und gab bei der „Entkernung“ dem Verfasser die Möglichkeit, anhand der Bodenaufschlüsse und Funde eine deichgeschichtliche Rekonstruktion bis ins Mittelalter durchzuführen. Als Hilfsmittel wurde neben der Freilegung von Schichtungen und Funden insbesondere eine höhen- und zeitorientierte fotografische Dokumentation durchgeführt.

Es wurde ein mittelalterlicher Stackdeich freigelegt, wobei der Nachweis der Verwendung unzureichenden Baumaterials Hinweise auf besondere Notsituationen beim Deichbau gab. Die Verzahnung von zwei verschiedenen Deichbausystemen im einzelnen konnte freigelegt werden. Aus dem Niveau der biogen gewachsenen Verlandungszone des Wattenmeeres mit der ersten ausdauernden Salzpflanze konnten zeitbezogene Niveaus des Mitteltidehochwassers festgelegt und in den historischen Gang des Nordseespiegelanstiegs eingebunden werden. Die zum Deichbau verwendeten Böden wurden vom Verfasser untersucht; dabei konnten im Deichkern bodenkundliche Verwandlungsprozesse mit Entschichtung, Gefügeänderung bis zur Bodenreifung sichtbar gemacht und als Kriterien verwertet werden.

Summary

The Porrenkoog, which lies near Husum, has in many respects a special status among North Friesland's Koogs (areas of reclaimed land). The dikes protecting this Koog were reinforced following the 1976 storm surge. This enabled the author to reconstruct the dike history back to the Middle Ages using the observations of the excavated layers, archeological findings and a photographic documentation of significant historical data and dike heights.

A Stack Dike going back to the Middle Ages was exposed. The use of substandard material indicates that the construction apparently occurred quickly in certain critical situations. The transition between two different dike construction methods was found. Mean high water levels going back to the Middle Ages could be determined based on the elevations of the biologically developed inter-tidal zone deposition areas containing the first durable saline plants. These data can thus be incorporated into the historical record of the North Sea sea level rise.

The soils used in the dike construction were also investigated. In the dike core, soil transformation processes with destratification and structural changes to the point of becoming top soil could be seen and used as criteria.

Inhalt

Vorbemerkung zum Namen „Purren-Koog“	35
1. Die Sonderstellung des Porrenkooges in der Reihe der nordfriesischen Köge	35
1.1 Die geographische Lage	35

* Anmerkung: Die thematische Auswertung und die Druckvorbereitung der bereits im Sommer 1977 am geöffneten Seedeich durchgeführten Untersuchungen wurden durch gesundheitliche Behinderungen des Verfassers mehrfach unterbrochen.

1.2	Der geologische Aufbau	35
1.3	Die Entstehung der Porrenkoog-Hallig	37
1.4	Die Eindeichung der „Purren-Koegs-Hallig“	37
1.5	Deich und Koog im Rahmen der Selbstverwaltung	40
1.5.1	Das Deich-Protokollbuch	40
1.5.2	Das Deichbestick in der Neuordnung der Selbstverwaltung	40
1.5.3	Der Stackdeich bei der alten, im Jahre 1949 zwecks Erneuerung freigelegten Holzschleuse	44
1.6	Deich – Koog – Stadt und die Sturmfluten	45
2.	Die Sturmflut vom 3./4. Januar 1976	46
3.	Die Entkernung des alten Deichkörpers zwecks Neuprofilierung und Deicherhöhung	47
3.1	Freilegung und bautechnische Merkmale des Stackdeiches Porrenkoog	47
3.2	Stackdeich hier – Bermedeich dort Zwei Deichsysteme in der „Ablösung“ vor Ort	49
3.3	Die deichbautechnische und deichbauhistorische Entschlüsselung der Arbeitsaufnahmen	49
4.	Die vor Ort durchgeführte deichbauhistorische Dokumentation	53
4.1	Der Kern des Deiches als Kriterium	54
4.2	Technische Vorarbeiten an der geöffneten Profilwand	57
4.3	Profilwand und Werktafel als zentrale Bezugssysteme	59
4.3.1	Das Photo und die Grafik als Mittel der Dokumentation	59
4.3.2	Die Gliederung der photographisch dokumentierten Profilwand	61
4.3.3	Die grafische Werktafel	61
4.3.4	Der Terminus Mittelideehochwasser (MThw) im Bild der beiden historischen Bezugssysteme	63
5.	Bodenart und Bodenbildung als neue Kriterien in der historischen Deichbauforschung	65
5.1	Die den Seedeich Porrenkoog aufbauenden Bodenarten	65
5.2	Die in der engeren „Umwelt Deichboden“ wirksam gewesenen Kräfte	66
5.3	Der Faktor „Zeit“ in der seedeicheigenen Bodenentwicklung	68
6.	Das Nahphoto als arbeitstechnisches Hilfsmittel in der deichbauhistorischen Dokumentation	68
6.1	Methode und Anwendung	68
6.2	Die ablesbaren Merkmale der Bodengense: Färbung – Gefüge – Struktur	69
7.	Aufbau und Einschlüsse des Deichuntergrundes	71
7.1	„Stute und Fohlen“, Skelettfund unter der Profilwand	72
8.	Die letzten bis in die Gegenwart (1977) reichenden Deicherhöhungsmaßnahmen	74
9.	Abschließende Bewertung der deichbauhistorischen Dokumentation vor Ort	75
10.	Schriftenverzeichnis	76

A n h a n g 1991

I n h a l t

1.	Vorbemerkung und Begründung	79
2.	Die Existenz des Stackdeiches Porrenkoog in der Aussage der historischen Deich- protokolle	79
3.	Anfang und Ende des Stackdeiches Porrenkoog	80
4.	Der Inhalt der Deichprotokolle und deren Bedeutung für die deichbauhistorische Dokumentation	80
5.	Zusammenfassung der dokumentarischen Auswertung der Sitzungsprotokolle	82

* Anmerkung: Die thematische Auswertung und die Druckvorbereitung der bereits im Sommer 1977 am geöffneten Seedeich durchgeführten Untersuchungen wurden durch gesundheitliche Behinderungen des Verfassers mehrfach unterbrochen.

Vorbemerkung zum Namen „Purren-Koog“:

**Das man denen Hahlebullern die Purren(u)
zu danken habe/ leidet keinen Widerspruch:**

Das Purren-Fangen oder eigentlich zu sagen, das Purren-Streichen ist kleine Arbeit. Die Frauens Persohnen verrichten solche am meisten: zur bestimmten Zeit, so nach Ebbe und Fluth sich richtet, ziehen solche Persohnen sich nackend aus, behangen ihren Leib mit alten Lumpen und gehen öfters bis an den Hals ins Wasser. In der Hand haben sie einen ziemlich langen Stock woran ein Netz befestiget; und dadurch daß sie solches Netz vor sich auf den Grund im Wasser nahe bey Schoböll &c. hinstreichen, fangen sie die Purren. So balde sie eine hinlängl. Menge der Purren haben, gehen sie ans Land, kleiden sich um und laufen so viel möglich in aller Eyle nach Husum &c und verkaufen alda ihre Purren lebendig, womit sie eine ziemliche Summe jährlich verdienen: zumahlen die mehreste Zeit im Jahr diese kleine Purren gefangen werden können.

Zitat aus der Schrift des Husumer Stadt-Chronisten Johann Laß: Sammlung einiger Husumischer Nachrichten, Husum u. Flensburg 1752.

Anmerkung zum Zitat aus dem Jahre 1752:

PURRE, PORRE(N) ist die friesische Bezeichnung für die Speisekrabbe (auf deutsch GARNEELE, in der Zoologie: *Crangon vulgaris* L.)

Die letzten noch von Hand mit der „Glipe“ in den Prielen der Watten vor Schobüll und Halebüll die Porren fischenden Küstenleute waren bis nach dem ersten Weltkrieg in diesen beiden Dörfern zuhause und verkauften ihre mit dem mittelalterlichen Fanggerät gefangenen Porren – laut „POARN“ ausrufend – in den Straßen von Husum. Zu der Zeit lag im Husumer Hafen noch keine Flotte von Krabbenkuttern vom heutigen Umfang.

I. Die Sonderstellung des Porrenkooges in der Reihe der nordfriesischen Köge

1.1 Die geographische Lage

Die unter dem normalen Nordseespiegel liegende Seemarsch des Porrenkooges grenzt ohne Übergang an das auf leicht ansteigender Geest bebaute Stadtgebiet von Husum. Im Süden liegt der beiderseits in Sturmfluthöhe bedeckte Husumer Außenhafen (Abb. 1), im Westen trennt der Seedeich den Koog vom offenen Wattenmeer und im Norden umschließt ein kaum ansteigendes Geestgebiet bei Hockensbüll den Koog.

1.2 Der geologische Aufbau

Bei einer Flächengröße von nur rund 500 Demat gehört der Porrenkoog der älteren und der kleinsten Generation der nordfriesischen Köge an. Von Hockensbüll im Norden bis südwärts zum Husumer Hafen liegt die von der Geest umrahmte Nordhusumer Bucht. Hier hatte sich im Laufe der letzten 2000 Jahre infolge Meeresspiegelanstiegs und des damit

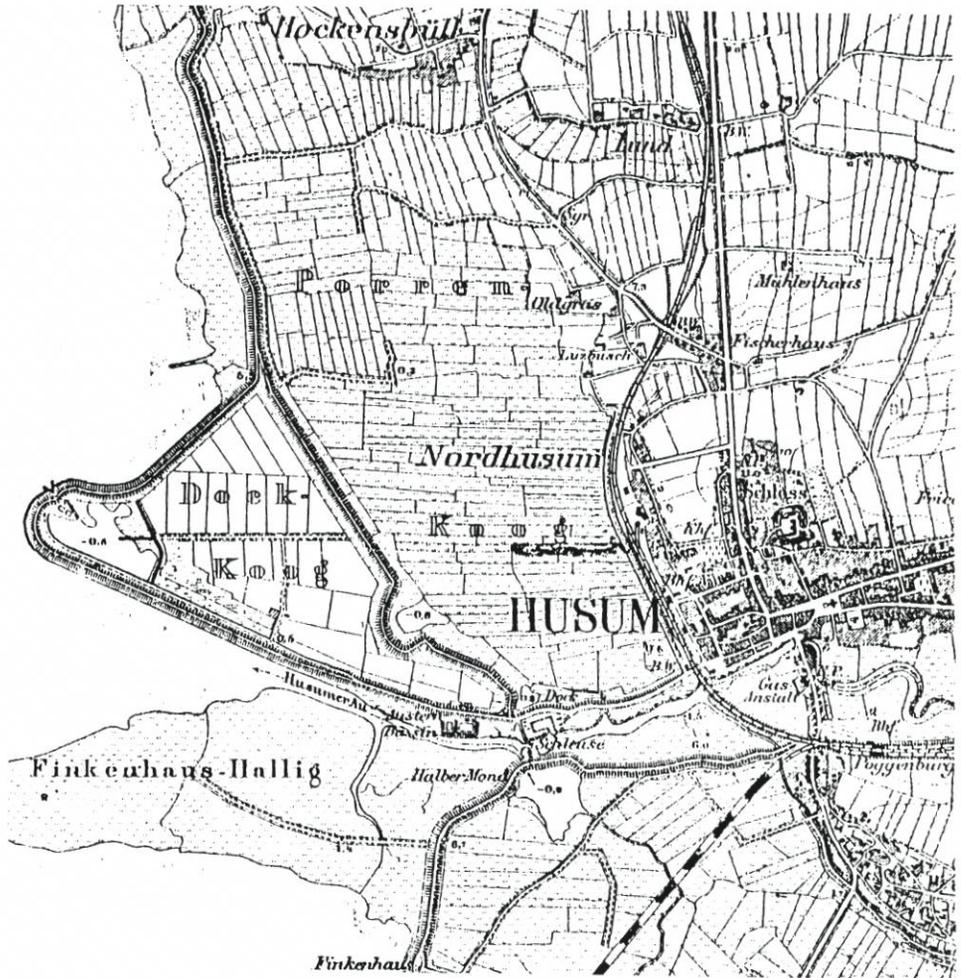


Abb. 1. Die Stadt Husum am Rande der schwach zum Meer hin abfallenden Geest mit dem davor gebildeten Porrenkoog

einhergehenden Grundwasserstaus nach vorausgegangener Versumpfung und Vermoorung eine zusammenhängende Decke aus Seemarsch – allerdings von unterschiedlicher und geringer Mächtigkeit – gebildet.

Abweichend von der in den meisten Fällen waagerechten Oberfläche der Köge hat der Porrenkoog von Norden nach Süden, d. h. von Hockensbüll bis nach Husum, ein Höhengefälle von etwa 0,70 m. Der niedrigere Teil des Kooges liegt im Süden, wo die marinen Ablagerungen mit der Annäherung an das Stadtgebiet von Husum die diluviale Geest berühren. Hier liegt die Koogoberfläche fast einen Meter unter dem Meeresspiegel. Schon auf dem Meßtischblatt ist das südliche Gebiet durch die engstreifige Oberflächengliederung in typischer Weise gekennzeichnet, wie sie auch anderswo mit dem handtuchstreifenförmigen Flurbild in bodenkundlicher Hinsicht das tiefgelegene Marsch-Moorgebiet zu kennzeichnen pflegt. Wenn im Zuge der täglichen Vorflutregelung der Wasserstand im Sielzug absinkt,

erkennt der dort Vorübergehende die nur schwach ausgebildete Marschdecke über den dunkel gefärbten Niedermoorbildungen.

Der früheste Hinweis auf die anmoorige Beschaffenheit des Kooguntergrundes ist bemerkenswerterweise bereits in der vom Gortorper Amtmann von Ahlefeld im Jahre 1529 „niedergelegten Belibung“ zu finden, wo es unter dem „Artcul 5“ heißt: „Nemand schal noch binnen oder buten Dickes Soltwerck graven, dem Dick to schaden.“ Diese Art der Salzgewinnung wurde in den friesischen Uthlanden so umfangreich betrieben, daß damit ein bedeutender Handel verbunden war.

Ein für die damalige Zeit ungewöhnlicher, weil biologisch motivierter aufschlußreicher Hinweis auf die Schädlichkeit des aus dem moorigen Untergrund des Porrenkooges abfließenden Moorwassers findet sich bei dem hier wiederholt zitierten Husumer Stadtchronisten Johann Laß aus dem Jahre 1719:

„Im Sommer wurde um den Purrenkoog, dessen Teich Anno 1703–1718 großen Schaden gelitten und durchgebrochen war, der ‚halbe Mond‘ geschlagen. Nicht weit von dieser Gegend außerhalb des Teiches suchte der damalige Austern-Pächter, Herr Winckler aus Hamburg, einen solchen Auster-Stapel anzulegen, von welchem man des Winters die Austern frisch und gut holen konnte. Es ließ sich zwar der selb. Winckler keine Mühe und Kosten deshalb verdrießen, allein da der Grund allda mohrig war und unterschiedene Wasser daselbst erfunden wurden, selbige auch nicht gestopfet werden konnten, so mußte alle Arbeit umsonst seyn. Mithin mehr als 6000 Rthlr verlohren wurden.“

1.3 Die Entstehung der Porrenkoog-Hallig

Die geschilderten Besonderheiten leiten sich ab von den in früheren Zeiten in dieser Bucht-Region herrschenden besonderen Sedimentationsbedingungen. Die Ursache für diese ungleichmäßige Verlandung ist im geographischen Vorfeld der Nordhusumer Bucht zu suchen, nämlich in der damals noch vorhandenen Lundenberg Harde.

Von der Frühzeit der Buchtverlandung an lag deren südlicher Abschnitt jahrhundertlang sozusagen im marin-dynamischen Sedimentationsschatten, das heißt in bezug auf die Marschbildung, im „Anschlickungsschatten“ hinter der westwärts davor liegenden Lundenberg Harde.

Die folgende Abbildung 1.2 zeigt den Verlauf der Küste um das Jahr 1470 (nach Knoop, 1936) und erklärt den unterschiedlichen Einfluß der breiten Öffnung nach Nordwesten im Vergleich mit dem schmalen Durchbruch der Hever durch den Witzworter Strandwall in der Sturmflut von 1362 (Wohlenberg, 1989).

Die nach Nordwesten breitere Öffnung hat bewirkt, daß die gröberen Sinkstoffe in umfangreicherem Maße in erster Linie im nördlichen Teil der Bucht zur Ablagerung gekommen sind und infolgedessen der Marschboden hier in größerer Schichtstärke nachgewiesen werden kann. Auch fehlt hier das bodenkundliche Kriterium der handtuchstreifenförmigen Oberflächenstruktur.

1.4 Die Eindeichung der „Purren-Koegs-Hallig“

Der genaue Zeitpunkt der Eindeichung ist nicht überliefert. Die Angaben bewegen sich zwischen 1480 und 1508. Er gehört somit zu der älteren Generation der Köge Nordfrieslands. Wie bereits oben zitiert, gehört die mit dem Amtmann von Ahlefeldt verbundene „Belibung für den Nordhusumer Koog“, die im Husumer Schloß im Jahre 1529 „niedergelegt“ worden

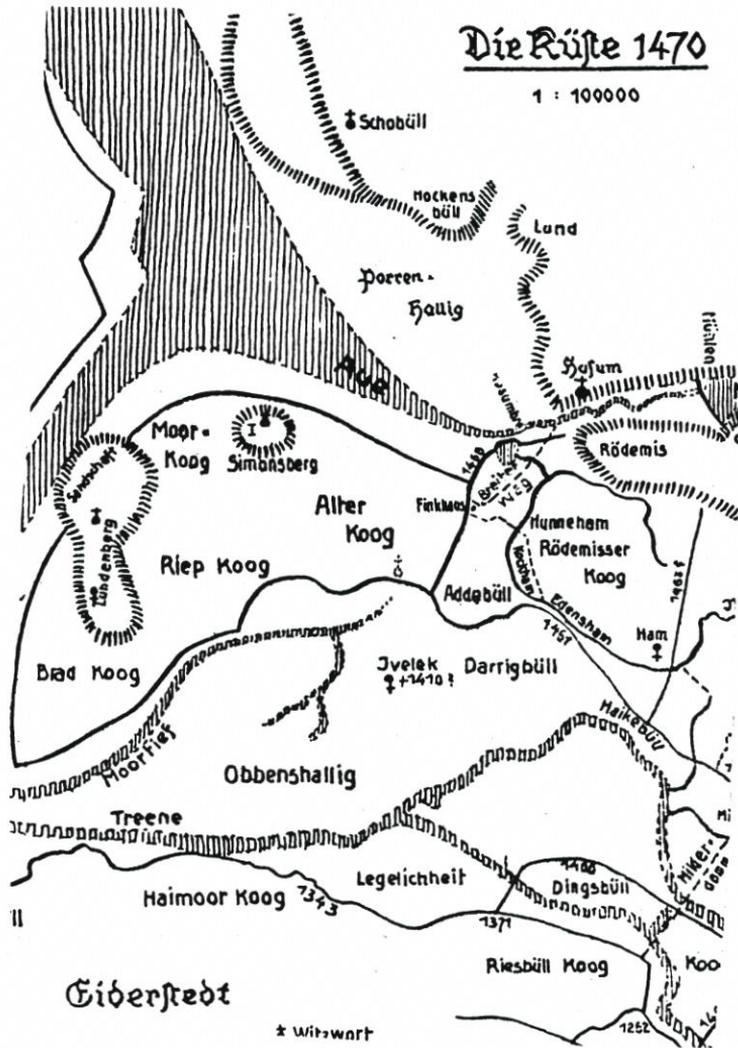


Abb. 1.2. Die Schutzwirkung der im Westen vor der Porren-Hallig liegenden Lundenberg Harde (nach Knoop, 1936)

ist, zu den ältesten landesherrlichen Deichordnungen. Sie enthält zu einem sehr frühen Zeitpunkt als überliefertes landesherrlich initiiertes Verwaltungsorgan die damals für die Erhaltung des Deichschutzes erlassenen Vorschriften. Diese behielten für den Porrenkoog ihre Gültigkeit bis zur Einführung des ADR (des „Allgemeinen Deichreglements“) von 1803.

Die bis dahin geltende Bezeichnung „Nordhusumer Kogh“ war nach PETREUS bereits im Anfang des 17. Jahrhunderts in „Purrenkogh“ abgeändert worden.

Die als Abb. 1.3. wiedergegebene Karte vom Jahre 1642 ist die als „Geometrische Delineatio“ von der Hand des bekannten Husumer Kartographen Johs. Mejer deklarierte „historisch getreue Arbeit“. Sie zeigt nicht nur den genauen Verlauf des Seedeiches, sondern auch den des Sielzuges zur Schleuse als Vorfluter für die Entwässerung der nahen Geestlände-reien und des Kooges.

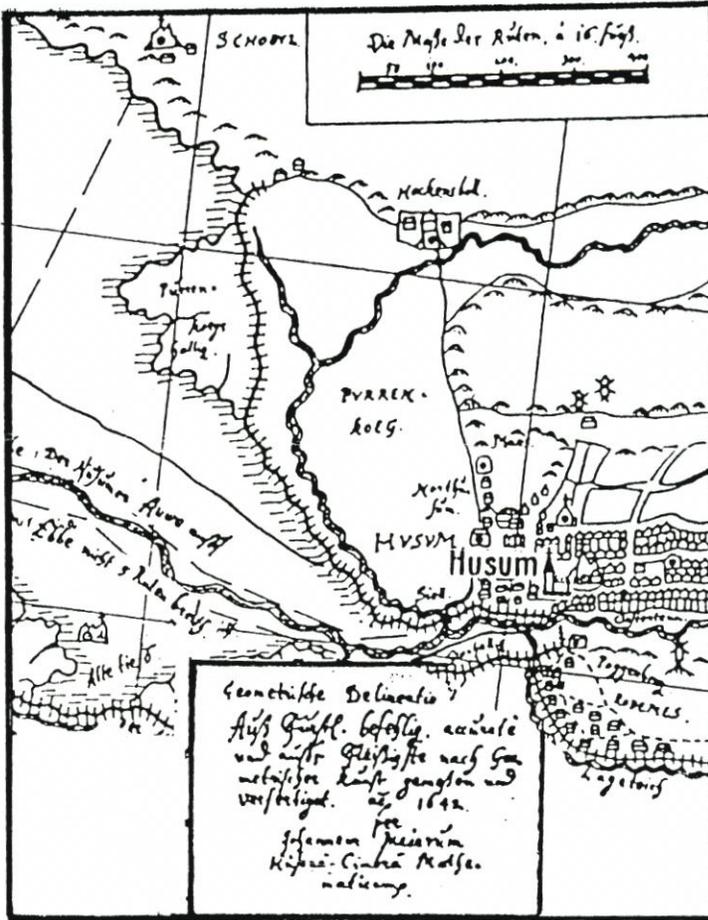


Abb. 1.3. Der „Purren-Koog“ bei Husum. Ergänzter NO-Ausschnitt aus der zeitgenössischen Vermessung der Lundenberg Harde des Husumer Kartographen Johs. Mejer (aus Wohlenberg, 1989)
Zitate aus der Abbildung oben:

- 1) „Die Maße der Ruten, a 16 Fuß“
- 2) „Geometrische Delineatio auf Fürstl. befehl. accurati und aufs Fleißigste nach Geometrischer Kunst gemessen und verfertigt – ao 1642, Johanne Meierum Husum-Cimbrä Mathematicum“

Sie bezeugt eindrucksvoll für die damalige Zeit, daß ein großer Teil der an sich deichreif verlandeten „Purren-Koogs-Hallig“ offenbar wegen der zu weit nach Westen ausgreifenden Verlandung bei der Bedeichung in erheblichem Umfang außendeichs verblieben ist.

Ihr schon damals deichreicher Charakter ist ihrem sturmflutgebänderten Aufbau der hier weiter unten in anderem Zusammenhang erörterten Abbildungen 4.3, 4.4 und 6.1 auf Seite 58 zu entnehmen.

Die allgemeine Wertschätzung des Porrenkooges als marines Neuland war schon bei den damaligen Zeitgenossen nicht groß, wenn zum Beispiel der so nahe vor Husums Toren liegende Koog von dem hervorragend orientierten Eiderstedter Chronisten Peter Sax aus Koldenbüttel etwas herablassend den Hinweis erhielt: „... daß dieser Ort (gemeint ist der Porrenkoog) nicht sonderlich bekannt gewesen ...!“

Aufgrund seiner bis heute hinderlichen Tiefenlage zum Nordseespiegel und seiner anmoorigen Bodenbeschaffenheit entfiel für diesen Koog von Anfang an die Nutzung als Ackerland. Auch blieb das bedeichte Gebiet unbesiedelt und wurde als Grünland (Weide und Wiese) genutzt. Es war durch Bodenaufbau und nachbarliche Nähe sozusagen der „Stadt-Koog“ der bürgerlichen Husumer Kuhhalter. Von diesem Nimbus ist bis auf den heutigen Tag ein gewisser Nachklang erhalten geblieben.

1.5 Deich und Koog im Rahmen der Selbstverwaltung

1.5.1 Das Deich-Protokollbuch

Dem gegenwärtigen Deichgrafen vom Porrenkoog* verdankt der Verfasser Einblick in die älteren Koogakten. Die folgende Abbildung zeigt das Titelblatt aus dem voluminös in Leder gebundenen Deich-Protokollbuch, niedergeschrieben und mit dem Charakter einer landesherrlichen Verfügung vom 30. Mai 1798 versehen vom Königl. Kammerherrn und Amtmann von Husum, Schwabstedt und Oberstaller der Landschaft Eiderstedt *Ritter Johann Siegfried von Schönfeldt*.

Jedes Protokoll einer Deichschau wurde jahrhundertlang in auffallend schematisch gleichbleibender Reihenfolge Punkt für Punkt entsprechend der am Deich während der „Schau“ festgestellten Schäden, bzw. Sachverhalte von dem jeweils amtierenden Deichgrafen – im vorliegenden Fall als Beispiel – am 23. Mai 1800 vom Ratsverwandten der Stadt Husum CHRISTIAN ASMUSSEN mit der traditionellen Eidesformel und der eigenen Unterschrift gemeinsam mit den an der Deichschau beteiligten Deichoffizialen mit den folgenden Worten abgeschlossen; zu der Abb. 1.5.5:

„ . . . und hierin keine Gunst, Gabe, Freund oder Feind enthalten noch sonst etwas Ansehen, sondern vielmehr sich also verhalten und bezeugen, wie solches einem redlichen aufrichtigen Gevollmächtigten zustehet und gebüret,

*SO WAHR MIR GOTT HELFEN SOLLE
UND SEIN HEILIGES WORT!*

gez. Christian Asmussen

In neuerer Zeit ist die Eidesformel in Fortfall gekommen. Unter dem Deichgrafen HANS SÖNNICHSEN ist das Protokoll der Deichschau vom 5. Jan. 1866 zum letzten Mal mit dem Wortlaut der Eidesformel versehen worden.

Die letzte in diesem Protokollbuch des Ritters von Schönfeldt eingetragene Deichschau fand am 20. Okt. 1970 statt.

Für die weiteren Schauen wurde ein neuer Band (in Pappe) angelegt.

1.5.2 Das Deichbestick in der Neuordnung der Selbstverwaltung

Im Rahmen der Neuordnung kam es 1933 auf der Ebene der Selbstverwaltung zur Gründung eines öffentlich-rechtlichen Deichverbandes. Am 10. Juli 1950 wurde unter dem Namen „Deich- und Sielverband Porrenkoog“ die Koogsatzung neu aufgestellt. Damit gleichlaufend erhielt der alte Deich einen bis an die Schobüller Geest reichenden neuen Querschnitt. Die neue Deichhöhe ist der Grafik auf Seite 44 (Abb. 1.5.6) zu entnehmen.

* Herr Johannes Ketelsen, Wobbenbüll



Porrenkooges
Berichts- und
Lachbietungs-
Protocoll
Angehögen mit dem 1798ten Jahr

Abb. 1.5.1. Titelblatt aus dem Deichprotokoll-Buch bei persönlicher Anwesenheit des Königlichen Beamten Ritter Johann Siegfried von Schönfeldt im Husumer Schloß am 30. Mai 1798 eröffnet

Danach lag die Deichkrone bei +7,30 m NN. Auf der weiter unten erörterten Profilwand (Abb. 4.4) ist deren Lage deckungsgleich mit der Ordnungsziffer VII, desgleichen auf der Werktafel (Abb. 4.5).

Das obenstehende Diagramm vermittelt einen Einblick in die zu verschiedenen Zeiten durchgeführten Deicherhöhungen, die bei der im Jahre 1949 ausgebauten alten Holzschleuse des Porrenkooges sichtbar wurden.

Um Irrtümern vorzubeugen, bedarf die Grafik unter Herausstellung der Höhenmarke zum Mitteldeichhochwasser einer Erläuterung. Im Mittelfeld der Abbildung sind die in den früheren Jahrhunderten an dieser Stelle vorgenommenen Deicherhöhungen mit den Buchstaben A (im Untergrund) bis H (auf +3,90 m NN) ablesbar. Zu beiden Seiten befindet sich die Höhenmarke zum MThw bei etwa +1,50 m NN. Es handelt sich dabei lediglich auf die im

Ich Johann Siegfried von Schönfeldt.
 Ihre Königliche Mayst zu Dänemarck, Norwegen
 bestallter Kammerherr und Amtmann der Ämter
 Husum und Schwabstedt, auch Oberstaller der
 Landschaft Eiderstedt, RITTER, gebiete demnach
 allen jeden Beikommenden, die sich nach
 vorbesagter Anordnung zu richten, und denjenigen...

Abb. 1.5.2 bis 5. Textproben aus dem Protokollbuch von 1798 von einigen im Rahmen der Deichschau jeweils maßgeblichen Anordnungen des von Kopenhagen bzw. Gottorp eingesetzten landesherrlichen Aufsichtsbeamten unter Voranstellung seiner eigenen offiziellen Inauguration (Abb. 1.5.4).

„Ich Johann Siegfried von Schönfeldt, Ihre Königlichen Mayst zu Dänemark, Norwegen bestallter Kammerherr und Amtmann der Ämter Husum und Schwabstedt, auch Oberstaller der Landschaft Eiderstedt, RITTER, gebiete demnach allen jeden Beikommenden, die sich nach vorbesagter Anordnung zu richten, und denjenigen, ...“

Actum im Porrenkooges Gericht, auf dem Königl. Schlosse und Amtshause zu Husum den 30. May, 1798.

Uff dem am heutigen Tage gehaltenen Porrenkooges Deichbezug ist nachgesetzte Anordnung wegen Reparation des Deiches nötig befunden worden:

1. Sollen die Maulwurfshaufen von der Kleykühle bis zu Ende des Deichs bey Schobüll ebengemacht werden

„Actum im Porrenkooges Gericht, auf dem Königl. Schlosse und Amtshause zu Husum den 30. May, 1798:

Bey dem am heutigen Tage gehaltenen Porrenkooges Deichbezug ist nachgesetzte Anordnung wegen Reparation des Deiches nötig befunden worden:

„at 1: Sollen die Maulwurfshaufen von der Kleykühle bis zu Ende des Deichs bey Schobüll ebengemacht werden ...“

„... Inskalt dann solchensals die Säumige über
 dem mit Königl. Brüche belegt werden sollen.
 Wonnach, sich denn ein jeder dem daran gelegen zu achten und für Schaden zu hüten hat,
 SIGNATUM auf dem Königl. Schloß und Amtshause
 zu Husum, den 30ten Mai, 1798.
 Schönfeldt.“

... Gestalt dann solchensals der Säumige überdem mit Königs Brüche belegt werden sollen.
 Wonach, sich denn ein jeder dem daran gelegen zu achten und für Schaden zu hüten hat,
 SIGNATUM auf dem Königl. Schloß und Amtshause
 zu Husum, den 30ten Mai, 1798
 Schönfeldt“

„... und hierin keine Gunst, Gabe, Freund oder Feind enthalten noch sonst etwas Ansehen, sondern
 vielmehr sich also verhalten und bezeugen, wie solches einem redlichen aufrichtigen Gevollmächtigten
 zustehet und gebüret,
 SO WAHR MIR GOTT HELFEN SOLLE
 UND SEIN HEILIGES WORT!“
 gez. Christian Asmussen

Abb. 1.5.5. Der Schlußsatz der mit jeder Deichschau verbundenen, vom jeweils amtierenden Deichgrafen
 persönlich unterzeichneten Eidesformel

... und hierin keine Gunst, Gabe, Freund oder Feind enthalten noch sonst etwas Ansehen, sondern
 vielmehr sich also verhalten und bezeugen, wie solches einem redlichen aufrichtigen Gevollmächtigten
 zustehet und gebüret,
 SO WAHR MIR GOTT HELFEN SOLLE
 UND SEIN HEILIGES WORT!“
 gez. Christian Asmussen



Abb. 1.5.7. Die Pfeilmarke zeigt die Lage des alten Porrenkoog-Siels auf der historischen Karte – 1642

1.6 Deich – Koog – Stadt und die Sturmfluten

Auch diese Wort- und Sachverbindung kennzeichnet die weiter oben betonte Sonderstellung des Porrenkooges unter den Kögen Nordfrieslands. Selbst wenn es eine zuverlässige Statistik gäbe, dürfte es in der langen Bedeichungsgeschichte Nordfrieslands kaum einen Koog geben, dessen Seedeich so oft dem Angriff der Sturmfluten nicht gewachsen gewesen ist wie der hier behandelte Seedeich des Porrenkooges. Dazu gehören auch die ungezählten Wetterlagen mit Scheitelwasserständen, die zwar nicht zum eigentlichen Bruch des Deiches, wohl aber zu Kammstürzen mit dem Überströmen der Sturmflutwelle über die Deichkrone hinweg und damit zur Überschwemmung des Porrenkooges geführt haben. Auf der als Abb. 4.5 auf S. 62 folgenden Wertabelle sind in der rechten Randspalte die überlieferten Deichbrüche und Überschwemmungen in chronologischer Folge neben dem von oben nach unten verlaufenden Wellensymbol aufgeführt. Zusammen mit den zeitgenössischen Berichten wird erwiesen, daß die Stadt Husum von der langen, dem Koog und dem Deich auferlegten Notzeit nicht unberührt geblieben ist.

Von der mit dem endgültigen Untergang der restlichen Lundenberg Harde (WOHLENBERG, 1989) verbundenen Weihnachtsflut des Jahres 1717 wird berichtet, daß die Flut so hoch auflief, daß der Husumer Marktplatz bis zur Ratswaage unter Wasser stand, nachdem vorher durch die vom überschwemmten Koog einströmenden Wassermassen an der Kleikuhle drei Häuser mitgerissen worden waren (LASS, 1750). Zum gleichen Thema schreibt der Chronist von der schweren Flut des Jahres 1825, daß selbst die im Husumer Hafen vertäuten Frachter



Abb. 1.5.8. Die im Jahre 1949 durchgeführte Freilegung des mittelalterlichen Stackdeiches neben dem alten bauffälligen Holzsiel des Porrenkooges

von der Wucht des Sturmes losgerissen und durch die heutige Krämerstraße – damals bezeichnenderweise noch mit dem Namen „Waterstraat“ behaftet – bis an die Cycloppenmauer der alten Marienkirche gedrückt wurden. Wie oft und in welchem Umfang die unmittelbar offen an den Porrenkoog grenzende Stadt Husum infolge der Deichbrüche gefährdet und geschädigt worden ist, wurde weiter oben an Hand historischer Überlieferungen bereits mitgeteilt. Diese besondere Art der Schutzbedürftigkeit hat durch die Jahrhunderte zu den landschaftshistorischen Fakten dieser Stadt gehört.

2. Die Sturmflut vom 3./4. Januar 1976

Mit dem am Husumer Pegel gemessenen Wert von + 5,66 m NN bzw. von 4,17 m über Mitteltidehochwasser ist der jemals erreichte Höchstwert festgestellt worden. Nach dem Protokollbuch des Porrenkooges forderten die verantwortlichen Deichoffizialen in der ersten Sitzung nach der Sturmflut gegenüber der 1953 erreichten Kronenhöhe von plus 7,30 m NN mit besonderer Hervorhebung der Gefährdung der Stadt Husum eine weitere Erhöhung des Deiches auf mindestens plus 8,00 m NN.

Damit würde der Porrenkoog in seiner Geschichte erstmalig im Sicherheitsmaß gleichrangig neben den größeren Deichverbänden liegen (vgl. Profilwand Abb. 4.4 auf Seite 60 mit dem letzten Erhöhungsintervall VIII, 1977). Die Baumaßnahme umfaßte nicht nur die Deicherhöhung, sondern auch die Neugestaltung der Böschungsverhältnisse.

Für die Durchführung dieser in der Kooggeschichte denkwürdigen Großbaumaßnahme mußte der alte Kleideich „entkernt“ werden, damit nach der Öffnung des Deichkörpers als Ersatz Sand aus dem vor dem Koog liegenden Watt eingebaggert werden konnte.

3. Die Entkernung des alten Deichkörpers zwecks Neuprofilierung und Deicherhöhung

Die Ausräumung reichte von der Deichkrone bis herab auf die dem Deich als Basis dienende Oberfläche der ehemaligen Porrendeich-Hallig. Sie nimmt auf der Abbildung 3.1 die horizontale, von Baggerspuren gezeichnete Ebene ein. Nach rechts oben bildet die bei der Baggerung stehengebliebene Deichkrone die Begrenzung und nach links der vorübergehend seewärts deponierte Klei.

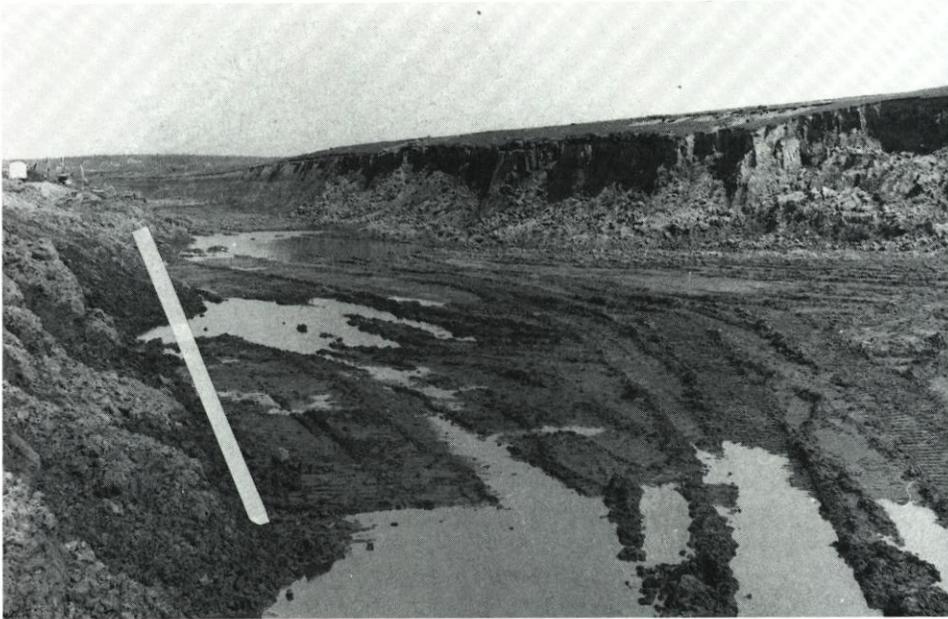


Abb. 3.1. Bei der fortschreitenden Entkernung und der seewärtigen Umsetzung der Erdmassen wurden Stackdeichreste freigelegt. Die im Bild eingefügte weiße Markierung deutet den Verlauf der Stackdeich-Trasse an. (vgl. Abb. 3.2)

3.1 Freilegung und bautechnische Merkmale des Stackdeiches Porrenkoog

Bei der Vornahme der Entkernung des alten Deichkörpers wurden Reste der nordwärts weisenden Stackdeichtrasse sichtbar. Die noch stehengebliebenen Stammeichen zeigen nicht allein weitgehende Verfallserscheinungen, sondern auch auffallend große Abstände voneinander (Abb. 3.2). Außerdem ist der Abbildung zu entnehmen, daß es sich bei dem alten Deichboden nach der im Bild erkennbaren Oberfläche um einen sehr schweren Klei handelt. Der hohe Tongehalt dieses durch Jahrhunderte abgelagerten Kleis stellte an die Spatenmänner besondere Anforderungen bei der Freilegung der aus dem Verband zu lösenden Baubestandteile.

Die mit der Freilegung und Bergung der Stackdeichelemente abgebildeten Arbeitsgänge zeigen fast ohne Ausnahme den schlechten Erhaltungszustand des Bollwerkes, so daß



Abb. 3.2. Überblick über die Baustelle im Anfang der Entkernung. Rechts oben die „abgebagerte“ Steilwand des alten Deichkörpers und in der Bildmitte die nordwärts in Richtung Schobüll zeigenden Stammeichen des Stackdeiches

für die Ausführung eines exakten Nivellements nach Lage und Höhe die Voraussetzungen kaum gegeben waren.

Der Arbeitsvorgang der großräumigen Entkernung brachte es zwangsläufig mit sich, daß bei der für die Gesamtanalyse hergestellten Profilwand (Abb. 4.4 Seite 60) auf Stackdeichrudimente als im Original dokumentierte Objekte verzichtet werden mußte, denn das Bollwerk hatte seinen historischen Platz im seewärtigen Hang der Deichberme. Es lag somit etwa 20 m vor der senkrecht aufsteigenden Ebene des Arbeitsprofils (Abb. 4.4). Die als Abbildung 4.5 abgebildete Werktafel bietet hierfür einen Ersatz zur Orientierung. Hier findet sich das Stackdeichsymbol im Bereich der Ordnungsziffer V.

3.2 Stackdeich hier – Bermedeich dort Zwei Deichsysteme in der „Ablösung“ vor Ort

Bei den Bemühungen, von den historischen Deichbollwerken des Porrenkooges eine aussagefähige Dokumentation durchzuführen, waren technische Schwierigkeiten verschiedener Art zu überwinden. Diese lagen einerseits in dem Zurückstehen des Wissenschaftlers vor dem Primat der Großbaustelle, zum andern im schlechten Erhaltungszustand der mittelalterlichen Bauelemente des Stackdeichs, ferner in der wechselnden Wetterlage und in der damit verbundenen grabungstechnisch kaum zumutbaren Praxis der Freilegung (Abb. 3.4). Um aber dennoch einen Einblick in die bei den Bollwerken des Porrenkooges angewendeten Techniken zu gewinnen, wurde mit dem örtlichen Baggerführer eine „Baggerpause“ vereinbart. Danach wurde eine zeitlich und technisch begrenzte Unterbrechung abgesprochen, und die geplante Dokumentation konnte durchgeführt werden.

Das Ergebnis dieser im Rahmen der Großbaustelle ermöglichten Standortanalysen wird im folgenden vorgelegt.*

3.3 Die deichbautechnische und deichbauhistorische Entschlüsselung der Arbeitsaufnahmen

Auf dem Übersichtsfoto (Abb. 3.2.1) ragt der vom Baggerführer stehengelassene Erdblock mit einer Länge von rund 30 m und einer Höhe von rund 3 m aus der Entkernungsebene heraus.

An der Front des Blocks zeigen die vom Spaten hinterlassenen Spitstrukturen auf die Handarbeit hin. Davor bzw. darunter wird das freigelegte Deichbollwerk sichtbar. Hierzu sind bautechnische bzw. einbettungstechnische Einzelheiten aus den Abbildungen ablesbar. Bei den jedem der beiden Fotos 3.2.3 und 3.2.4 eingefügten weißen Markierungen handelt es sich um Sichtmarken, die auf beiden Bildern durch die miteinander korrespondierende örtliche Zuordnung der ins einzelne gehenden Orientierung an der Wand dienen.

Was mit der Freilegung dieses eng begrenzten Standortes sichtbar wird, sind die beiden im historischen wie auch im aktuellen Deichbau verwendeten grundverschiedenen technischen Systeme. Die Grabung vermittelt, standörtlich gesehen, das Beieinander der durch Jahrhunderte im Seedeichbau getrennten Etappen „Stackdeich“ und „Bermedeich“. Bei dem auf dem Foto hellgefärbten Erdkörper des mehrfach zitierten Blocks handelt es sich um eine nachmittelalterlich durchgeführte Deichverstärkungsmaßnahme. Hierdurch wurde der Stackdeich zugeschüttet und damit seiner küstenschutztechnischen Funktion enthoben. Die mit diesem Bollwerk verbundene sturmflutkehrende Aufgabe gehörte damit der Geschichte an. Wann das geschehen ist, konnte bisher nicht ermittelt werden (vgl. Anhang Seite 83).

Um in dieser Frage zu einer wenigstens angenähert zeitlichen Vorstellung zu gelangen, wurde versucht, die Protokollbücher des Deichverbandes heranzuziehen.

Das älteste dem Verfasser in der Urfassung bisher bekanntgewordene Protokoll vom Porrenkoog datiert aus dem Jahre 1798 (vgl. Abb. 1.5.1–1.5.5 und Seite 41–43).

In der nordfriesischen Küstengeschichte gibt es zahlreiche glaubwürdige, durch persönliche Anschauung belegte Hinweise darauf, daß an der Erhaltung und Ausbesserung der meistens scharliegenden, d.h. stets gefährdeten Stackdeiche nicht nur an sommerlichen

* Bei der Auswertung der Vermessungsarbeiten leistete Vermessungsingenieur Jaeger dankenswerte Hilfestellung.

Tagen, sondern täglich bis stündlich wiederholt von den Küstenbewohnern oft bis zur Erschöpfung gearbeitet werden mußte. Diese Arbeiten hätten – falls hier wirklich stattgefunden – im Porrenkoog-Protokollbuch von 1798 ihren Niederschlag finden müssen. Das jedoch ist nicht der Fall! Selbst nach der schweren Sturmflut des Jahres 1825 findet sich im Deich-Besichtigungsprotokoll kein Hinweis auf eine Reparatur des Stackdeiches oder eine Notiz über die für die Ersatzbeschaffung von Hölzern entstandenen Kosten.

Diese Informationslücke kann nicht zufällig sein. Sie erscheint besonders erwähnenswert, weil der Porrenkoogdeich in dieser Sturmflut an mehreren Stellen durchbrochen wurde. Aus dem hoch überfluteten Koog strömten die Wassermassen bis zum Husumer Marktplatz.

Was vom Porrenkoog fehlt, wohl aber aus der gleichen Epoche von anderen Kögen Nordfrieslands überliefert ist, kann zum Beispiel aus dem Galmsbüller Protokoll nachgelesen werden, wo es noch im Jahre 1749 heißt, daß zur Aufrechterhaltung der Deichsicherheit „Vorsetzungen aus Stack- oder Bollwerk“ erforderlich seien und vom Wiedingharder Koog selbst noch im Jahre 1804 eine „Resolution zur Wiederherstellung des baufälligen Bohlwerks“ überliefert ist (O. FISCHER, 1955), was für den Porrenkoog erst im Anhang (S. 79) protokolliert werden konnte.

Zum Abschluß möge als letzte mit besonderem Aussagewert ausgestattete Quelle das Tagebuch des Kieler Professors J. N. Tetens herangezogen werden. Während seiner in höherem Auftrag von 1778 bis 1780 durchgeführten Küstenbereisung von Flandern bis Jütland nahm er auch Station in Husum. Dabei lernte er den Porrenkoog aus eigener Anschauung kennen. Bei der von Tetens bekannten Beobachtungstreue und Gewissenhaftigkeit fällt auf, daß sich seine Aufzeichnungen über den Porrenkoog mit dem Hinweis auf die besondere Höhenlage des vor dem Seedeich des Porrenkooges liegenden Vorlandes erschöpfen; es fehlt



Abb. 3.2.1. Der vom Greifbagger zwecks Durchführung der deichbauhistorischen Dokumentation unberührt gebliebene „Block“ aus dem mittelalterlichen Deich. Die in der Mitte des Blocks von oben nach unten reichende Aussparung war für die Entnahme von Bodenproben geglättet worden (vgl. Abb. 3.2.2)

aber – entgegen einer mit seiner Autorität sonst verbundenen Erwartung – jeglicher Hinweis auf das Vorhandensein eines Stackdeiches!

Unter Zusammenfassung der hier aus dem Schrifttum angeführten Zitate muß der Schluß gezogen werden, daß der Stackdeich des Porrenkooges bereits im 18. Jahrhundert durch Deichverstärkungs- bzw. Deicherhöhungsmaßnahmen überdeckt gewesen sein muß.

Seit diesem bislang unbekannt gebliebenen Zeitpunkt sind die bautechnischen Elemente des Stackdeiches als küstenschutztechnische Merkmale des Mittelalters an diesem Deich nicht mehr sichtbar gewesen.

Rückblickend auf die am „Block“ durchgeführte Freilegung steht das Ergebnis der baugeschichtlichen Entschlüsselung der Arbeitsaufnahmen Abbildungen 3.3 bis 3.6 und 3.2.1–3.2.4 ganz im Einklang mit dem überlieferten Schrifttum. Das eingangs als Thema formulierte Werk der „Ablösung vor Ort“ hat nunmehr durch die Grabung am „Block“ als historisch und methodisch bedeutungsvolles Faktum seine Dokumentation erfahren. Durch die Gegenüberstellung der beiden grundverschiedenen deichbautechnischen Systeme „Stack-

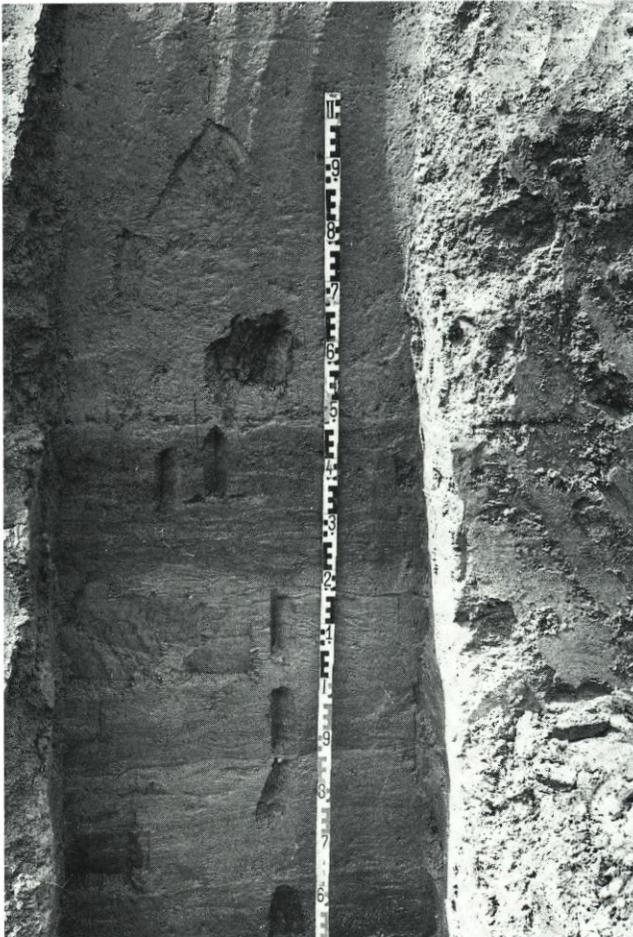


Abb. 3.2.2. Die dem Greifbagger auferlegte Arbeitspause gestattete die sichere Entnahme der Bodenproben an der geglätteten Grabungswand



Abb. 3.2.3. Arbeitspause für den Greifbagger zwecks Freilegung der Bollwerke von Hand. Die weißen Sichtmarken (Kreis und Rechteck) dienen auf beiden Aufnahmen, 3.2.3. und 3.2.4., korrespondierend der engeren Orientierung an der Grabungswand



Abb. 3.2.4. Der bis 1,75 m aufgeklappte Maßstab zeigt die Länge der schlecht erhaltenen Stammeiche des Bollwerkes über Grund



Abb. 3.3. Die Freilegung der stark beschädigten Stammeiche. Das Plankenwerk liegt noch darunter in dem alten Deichkörper eingebettet. Rechts die geglättete Wand mit Maßstab für die Entnahme von Bodenproben (vgl. Abb. 3.2.2)

deich hier und Bermedeich dort“ konnten für Nordfriesland zwei deichbaugeschichtliche Etappen von schicksalhafter Bedeutung nicht nur am gleichen Standort, sondern auch mit doppeltem Zeugnis aufgedeckt werden (vgl. Anhang Abs. 4 S. 83).

Zum Abschluß möge an dieser Stelle der oben erwähnten Hilfestellung des Baggerführers im „Stillhalten“ bei der Massenumsetzung des alten Deichkörpers für die Durchführung der Entkernung dankbar gedacht werden.

4. Die vor Ort durchgeführte deichbauhistorische Dokumentation

Nach den bisher im deichbauhistorischen Schrifttum bekanntgewordenen Untersuchungen handelt es sich in erster Linie um Höhenmessungen, die an Deichquerschnitten vorgenommen worden sind (Saefel, Busch, Kühn, Beese u. a.). Als Ergebnisse dieser Messungen liegen auf Normal-Null bzw. auf Mitteltidehochwasser bezogene Zahlenwerte vor.

Mit der im folgenden entwickelten Methode wird ein anderer Weg beschritten.

Nach der Sturmflut vom 3. Januar 1976 wurde für die notwendig gewordene Erhöhung und Neuprofilierung des Seedeiches Porrenkoog 1977 eine Großbaustelle eingerichtet. Dem vorangegangenen Abschnitt sind die bautechnischen Maßnahmen zu entnehmen (vgl. Seite 47 und 48 und Abb. 3.1–3.7, 3.2.1–3.2.4).



Abb. 3.4. Nur eine behutsame Grabungstechnik führte dazu, das Stackdeichgebilde funktionsgetreu zu dokumentieren. Die noch im historischen gezimmerten Verband stehenden Plankenhölzer mußten zusätzlich mit der Hand abgefangen werden

4.1 Der Kern des Deiches als Kriterium

Mit der Entkernung des alten Deiches wurden die Voraussetzungen geschaffen, den Aufbau eines mittelalterlichen Deiches der *Länge nach im Kern* zu untersuchen. Diese Arbeiten wurden im Baujahr 1977 durchgeführt. Über den Zustand der Baustelle unterrichten am Beginn der Untersuchungen die beiden folgenden Aufnahmen Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2. Die historisch ausgerichtete Fragestellung nahm ihren Anfang bei den unter dem Deich liegenden geologischen Schichten mit dem besonderen Hinweis auf das vorgefundene Maifeld aus der Zeit der Purren-Koegh-Hallig. Deren Salzwiesengesellschaft markierte sichtbar die Kontaktzonen zu der untersten, d. h. ersten Deichbauphase. Von hier aus aufsteigend folgt die weitere Untersuchung der durch die Jahrhunderte vorgenommenen Deicherhöhungen, bis schließlich als letzter Zuwachs die Deicherhöhung aus dem Jahr 1977 den Abschluß der Dokumentation bildet (vgl. Profilwand, Abb. 4.4 und 4.5).

Die Entkernung des Deichkörpers erfolgte im Sommer 1977 auf einer durchgehenden Strecke von über 700 m Länge mit folgenden Standortmerkmalen:



Abb. 3.5. Der desolate Zustand des Bollwerkes war original, d. h. nicht etwa eine Folge der Freilegung, sondern wurde im angesägten und geflickten Zustand vorgefunden und abweichend von der Norm auch landseitig, d. h. zusätzlich von einer weiteren Stammeiche gestützt (vgl. Abb. 3.2.4)



Abb. 3.6. Die unteren Stackdeichplanken waren durch die Einbettung in den fetten Ton des alten Deichkörpers vielfach noch in doppelter Schichtlage erhalten



Abb. 3.7. Stammeiche und angeschäftetes Ankerholz während der Freilegung nach starken Niederschlägen mit hohem Wasserstau im tonigen Deichkörper



Abb. 4.1. Der vom Greifbagger landseitig stehengelassene Rest vom alten Deich kam aufgrund des hohen Tongehaltes bei den einsetzenden starken Niederschlägen ins Rutschen. Allein ortsfest blieb das schmale Band der Deichkronen-Vegetation

1. Die vom Greifbagger vorgenommene Entkernung setzte hart am obersten, seeseitigen Rand der Deichkrone an, räumte von hier ausgehend fast senkrecht abfallend den Kern des Deiches aus bis auf das Maifeld und den obersten Salzwiesenhorizont der ehemaligen Hallig.
2. Allein die folgenden Teile des alten Deiches behielten nach der Ausräumung den ursprünglichen Platz wie folgt:
 - a) die eigentliche Deichkrone
 - b) die Innenböschung mit Innenberme sowie
 - c) von der Außenböschung des Deiches nur der unterste Abschnitt (etwa 1:10) der seeseitigen Berme

4.2 Technische Vorarbeiten an der geöffneten Profilwand

Die für die vorzunehmende Dokumentation erforderlichen Vorarbeiten wurden durch starke Niederschläge zunächst in Frage gestellt, weil die vom Bagger hinterlassene Wand durch den hohen Tongehalt derart in Bewegung geriet, daß die Rutschungen weit in das für



Abb. 4.2. Während der dann folgenden windreichen Trockenperiode konnte der Bagger die Wand neu profilieren. Damit war für die Durchführung der vor Ort vorzunehmenden Dokumentation die entscheidende Vorleistung geschaffen

die Aufnahme des Sandkernes hergestellte Planum hineinreichen. Auch die darunter liegende historische Hallig diente dem stehenden Wasser zusätzlich als Stauhorizont (Abb. 4.1).

Erst die dann einsetzende windreiche Trockenzeit ermöglichte wieder den Einsatz der schweren Baugeräte. Die folgende Abbildung 4.2 vermittelt einen Eindruck von der sorgfältigen Arbeit des Baggerführers, deren Präzision der später folgenden Dokumentation sehr zustatten kam. Hier nun konnte die Feinarbeit des Verfassers mit Spaten, Spachtel und Kamera beginnen (vgl. Abb. 4.3 und 4.4 auf Seite 60).

Nach der ersten provisorischen Glättung (Abb. 4.3) zeigt sich von unten bis oben ein bis dahin von den Seedeichen der nordfriesischen Küste unbekanntes Bild von der inneren Struktur und Bänderung, vor allem aber von einer auffallend differenzierten „Farbigkeit“.

Wie einleitend zur Begründung der hier zu behandelnden Methode oben bereits angedeutet, geht es hier nicht allein um die Frage nach der Kronenhöhe des Deiches über NN. Auch

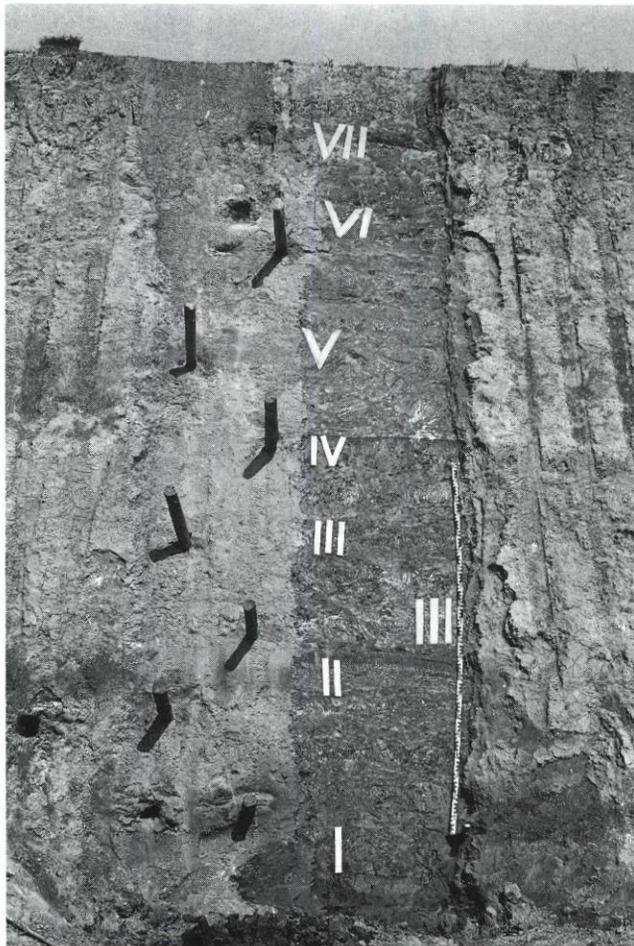


Abb. 4.3. Die ersten Vorarbeiten für die Durchführung der Dokumentation an der vom Greifbagger hergestellten 7 m hohen Wand. Die vielfachen Grautöne kennzeichnen nach der vom Verfasser vorgenommenen Glättung Verlauf und Umfang der in den vergangenen Jahrhunderten erfolgten Deicherhöhungen.

Die römischen Ziffern dienen der Ordnung und den Bezugsmöglichkeiten (vgl. Text S. 61 und 63)

nicht allein darum, ob der Deich aus Klei oder Sand gebaut ist, sondern um die Einbeziehung der mit dem Buchteffekt zwischen der Husumer und der Schobüller Geest zusammenhängenden marin-bio- und geologischen Gegebenheiten. Allein mit diesen Vorbehalten kann die Dokumentation der den Seedeich aufbauenden Schichtkomplexe (Abb. 4.4) unter Berücksichtigung der naturgegebenen Ausgangssubstanzen vollzogen werden. Wenn in der Einleitung zu diesem Bericht von der Sonderstellung des Porrenkooges unter den Kögen Nordfrieslands gesprochen wurde, dann liegen in dem hier soeben formulierten Satz die Gründe dafür.

Bei einer Baustelle dieser Art und Größenordnung mit einem geöffneten Seedeich vor der freien, nach Westen offenen Küste sind bautechnische Terminbindungen zu berücksichtigen. Daraus folgte im vorliegenden Fall für die Durchführung der wissenschaftlichen Untersuchungen, daß dem Verfasser hierfür nur eine begrenzte Zeit zur Verfügung stand.

Das Arbeitsvorhaben an der Wand war auf die Beantwortung verschiedener Fragen ausgerichtet: optische und bodenkundlich orientierte Ansprache der über Jahrhunderte verteilten Auftragungsschichten, ferner Entnahme von Bodenproben zur Klärung von Strukturen, Art und Herkunft der Einschlüsse und anderes mehr.

Mit Hilfe der ersten mit der Abbildung 4.3 vorgelegten Profilglättung war der Kern des alten Deiches einsehbar geworden. Das Bild war überraschend und in seinem differenzierten Aufbau neu und unerwartet. Im Rahmen der gestellten Aufgabe galt es angesichts dieser Feststellungen, eine der wissenschaftlichen Dokumentation dienende Arbeitspraxis vor Ort zu entwickeln.

Bei der Inangriffnahme der praktischen Arbeit an der Wand war es aus Mangel an technischen Hilfsgeräten nicht zu vermeiden, daß aus der jeweiligen Arbeitssituation heraus spontan und auf unpopuläre Weise ungewöhnliche, der Eigenart des Standortes Rechnung tragende Hilfsmittel zur Anwendung kommen mußten. Das geschah einerseits aus Termingründen, andererseits auch aus Gründen der Ersparnis.

Bei der unvermeidbaren Kleinarbeit an einer steil aufsteigenden Wand konnten die mit der Dokumentation verbundenen Aufgaben nur gelöst werden, wenn Fragesteller und Objekt unter relativ sicheren Bedingungen, sozusagen „hautnah“ miteinander sich den gestellten Aufgaben widmen konnten.

Die hier als Abbildung 4.3 photographisch abgebildete Profilwand zeigt die erste, zunächst nur der methodischen Vororientierung dienende Bearbeitungsphase. Sie zeigt auch die draußen am Standort zwingend improvisierte, ein wenig pfadfinderhaft anmutende besteigungstechnische Hilfsmaßnahme durch die Verwendung der bekanntlich im Lahnungsbau der Landgewinnung üblichen Holzpfähle. Der jahrhundertlang abgelagerte Klei des Deichkörpers gab den in wechselweisem Abstand in den Deichkern eingetriebenen Hölzern die erwünschte Gewähr der Standsicherheit, selbst bei dem im Analysengang unvermeidbar mehrfachen Auf- und Absteigen des Verfassers.

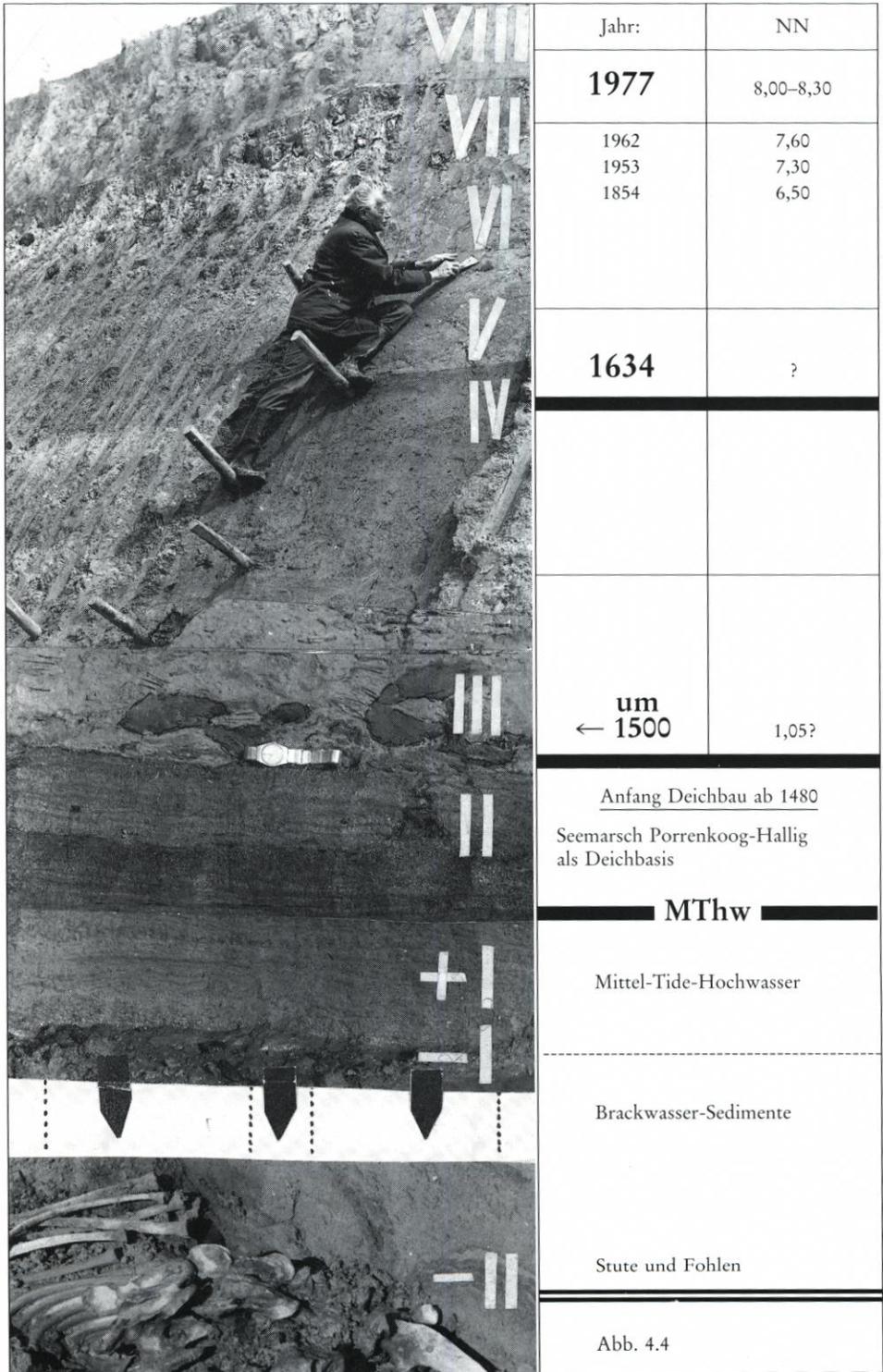
4.3 Profilwand und Werktafel als zentrale Bezugssysteme

4.3.1 Das Photo und die Grafik als Mittel der Dokumentation

Als Hilfsmittel von zentraler Bedeutung werden die beiden ganzseitigen Abbildungen 4.4 und 4.5 in den Mittelpunkt der folgenden auf empirischen Wege vor Ort durchgeführten Standortanalyse gestellt.

Nach der von Tag zu Tag erneut erfolgten Feinglättung der Arbeitswand zeigt die Abb. 4.4 die Arbeitsweise vor Ort. Alle deichbauanalytischen Merkmale sind an der Profilwand des

Abb. 4.4 Seedeich Porrenkoog bei Husum, eine deichbauhistorische Dokumentation vor Ort vom Mittelalter bis zur Gegenwart – 1977



in seiner Längsrichtung geöffneten Deichkörpers vom Untergrund bei minus 0,70 m NN bis zur Deichkrone bei plus 8,0 m NN als Photo ablesbar. Das volle, ungeteilte Spektrum der Deichbaugeschichte liegt hier offen.

Zur Glättungstechnik sei erwähnt, daß bei den oberen Zuwachszonen etwa von der Ziffer VI bis VIII besondere Sorgfalt angewendet werden mußte, weil diese von der Substanz her nach Alter und Herkunft frei waren von bindigen, hier tonigen und humosen Beimengungen. In bodenphysikalischer Hinsicht waren sie ausnahmslos in Einzelkornstruktur aufgebaut.

4.3.2 Die Gliederung der photographisch dokumentierten Profilwand

Korrespondierend mit den an der Wand durch das Lichtbild kenntlich gemachten Bodenschichten hat das Gesamtprofil eine der Ordnung und Übersicht dienende Gliederung erfahren. Sie reicht vom Deichuntergrund über die Deichbasis bis zur Deichkrone aufsteigend und wird durch die den einzelnen Auftragsschichten seitlich zugeordneten römischen Ziffern bezugsfähig. Die Ziffern sind lediglich ordnungsorientiert. Sie stellen keine meßbaren Intervalle dar. Für die Auswertung der Profilwand ist daher die Einschränkung verbunden, daß sie nicht vom Untergrund bis zur Deichkrone etwa in Zentimetern abgegriffen werden kann. Bei keiner der beiden Abbildungen (4.4 und 4.5) liegt also eine Maßstäblichkeit vor. Der Grund für diese Einschränkung liegt allein in der drucktechnischen Darstellungsweise. Einige Auftragsschichten würden nämlich in der Profildarstellung einen unverhältnismäßig großen Platz in der Senkrechten des Bildes einnehmen. Hier erfolgt allein aus Gründen der Platzersparnis beim Druck eine Reduzierung des Umfangs. Teile der besonders umfangreichen Schichten werden nur soweit eingespart, daß alle sachlich wichtigen Merkmale als Dokument trotzdem ihren Platz an der Wand behalten.

Durch die Einsparung soll somit nur erreicht werden, daß das Arbeitsphoto von der Profilwand *ungeteilt* zur Darstellung kommt und dem Betrachter auf diese Weise den vollen Einblick in den deichbaugeschichtlichen Werdegang gestattet. Der Bodenaufbau nach Stärke und Art und die evtl. Einschlüsse bleiben trotz der Einsparung als nachprüfbare Dokumente erhalten.

Als Beispiele solcher begrenzter „Auslassungen“ seien zur Orientierung folgende Ordnungsintervalle genannt: zwischen minus II und minus I, zwischen II und minus I, zwischen IV und V und andere.

4.3.3 Die grafische Werktafel (Abb. 4.5)

Für die Durchführung der Dokumentation an der Profilwand (Abb. 4.4) wird die grafische Werktafel (Abb. 4.5) als arbeitstechnisches Hilfsmittel herangezogen. Mit ihrer Hilfe wird das Identifizieren der vom Arbeitsphoto abzulesenden Bodenarten erleichtert. Die Tafel zeigt mit den römischen Ziffern deren deckungsgleiche Anordnung mit der im Original abgebildeten Profilwand (Abb. 4.4) und somit das gleiche Ordnungsprinzip von unten bei minus II bis an die Deichkrone bei VIII. Darüber hinaus stellt sie mit den beiden Hauptspalten, den grafischen und deichbautechnisch orientierten Schichtsymbolen einerseits und der jeweils zugehörigen Textspalte andererseits die sachliche Übereinstimmung bei der allein der Deichanalyse dienenden Abbildungen her. Diese methodischen Hinweise haben ihre Berechtigung; besonders jedoch bei der Heranziehung der Nahaufnahmen in die engere

Abb. 4.5 Seedeich Porrenkoog bei Husum – Deich-Erhöhungen:

		Jahr:	NN	Abb.	X	Deichbruch oder Kammsturz	
VIII		nach Sturmflut 3. 1. 1976 16. 11. 1962	1977	8,30	15	VIII	1976
VII		nach Hollandflut 1953		7,60	15	VII	1962
		Bauschutt aus Husum nach Stadtbrand 1849	?	7,30	15	VII	1936
VI		Vorlandboden V bis VI	1825	?	15	VI	1916
					17	V	1911
V _a			?	?	8-13	VI?	1825
V _b		Stackdeich	1634	?	17	V	1821
					15	IV	1895
IV _a		Vorlandboden in Bodenreifung bis: 1634	bis 1600		15	IVa	1791
		Beginn der Bodenreifung			17	IV	1720
IV _b		Spitwürfe aus Vorlandboden			15	IVb	1717
					19	V	1634
III		Deichbau beginnt! fossiler Klei u. Torf	um 1500		15, 18 u. 20	III	1625
II		Halligboden mit Sturmflutbänderung Porrenkoog-Hallig		1,65	?	II	1612
			MThw um 1500		18	II	
					15	II	
		Mittel-Tide-Hochwasser Beginn der Verlandung durch Queller und Andel Sandige Wattschichten			20	I	
					20	I	
+I		DARG Seewasser	?		15	-I	
					22	I	
-I		Brackwasser	?				
-II		Gerippe von Stute und Fohlen umgeben von Brackwasser-Ablagerungen (DARG)		-0,60	22	-II	
					23	II	

Abb. 4.5 Graphische Werktable als Ergänzung zur Profilwand Abb. 4.4

Analyse (vgl. S. 66–67), und zwar nicht nur dann, wenn es darum geht, Bild und Wort als Bestandteile des deichbaugeschichtlichen Kriteriums gegenseitig zu stützen.

Für alle im folgenden bildlich und textlich angesprochenen Objekte ist das originale Arbeitsphoto von der Profilwand aus dem Deichbaujahr 1977 das standörtlich und inhaltlich maßgebliche Bezugsobjekt.

Auf allen der Deichbauanalyse dienenden Abbildungen hat jede römische Ordnungsziffer ihren festen Platz. Sie bezieht sich stets auf das gleiche Objekt, ob an der Profilwand, ob in der Werktablette oder auf den Nahphotos. Standort und Inhalt sind somit unverwechselbar und allein auf die Vertiefung der wissenschaftlichen Aussage ausgerichtet.

Mit Hilfe der sich in der zweiten Spalte der Werktablette an die Baupraxis anlehenden grafischen Symbole (Körnung, Schichtung, Einschlüsse u. a.) finden sich zusammen mit der rechts folgenden Textspalte Kurzinformationen. Schließlich enthält die Werktablette die wichtigsten Zeitangaben. Dabei weisen die am rechten Tabellenrand in chronologischer Folge angeführten Jahreszahlen auf die große Zahl von Deichbrüchen bzw. Überflutungen nach Kammstürzen und dgl. hin. Sie bezeugen zusammen mit dem am rechten Tabellenrand von oben nach unten verlaufenden Wellensymbol anstatt vieler Worte die ausgesprochene „Sturmflut-Schicksalhaftigkeit“ des Porrenkooges.

Für die Orientierung in der späteren Beweisführung bedarf die vorletzte Spalte mit den angeführten Abbildungsnummern der besonderen Erwähnung wegen des Hinweises auf die in der historischen Deichbauforschung erstmalig als Urkunde verwendeten photographischen Profil- und Nahaufnahmen, eine aus der Biologie und Bodenkunde (TÜXEN, 1956; SCHROEDER, 1965; WOHLBERG, 1933) übernommene Methode.

Vermittelt die Profilwand Einblick in den vollständigen Deichkörper, so konzentriert sich die Nahaufnahme mit einem hohen Grad an darstellerischer Originalität auf die differenzierenden Merkmale der verschiedenen Schichtkomplexe. Ihnen wird daher mit dieser Blickrichtung auf dem Arbeitsfeld der vor Ort durchgeführten Deichbauanalyse ein hilfreicher und unentbehrlicher Platz zugewiesen (vgl. nächsten Absatz über den Stellenwert der Bodengenese, S. 65).

4.3.4 Der Terminus Mitteltidehochwasser (MThw) im Bild der beiden historischen Bezugssysteme

Im Zusammenhang mit den küstenhistorischen Fragen ist im Rahmen dieser Dokumentation der zwischen den Ordnungszahlen II und I der Abbildung von der Profilwand (Abb. 4.4) und der Werktablette (Abb. 4.5) hervorgehobenen Markierung des derzeitigen MThw-Niveaus repräsentative Bedeutung beizumessen.

Da es aus dem Mittelalter keine absolut gültigen Werte über die damals mit Hilfe des jeweiligen Tidehochwassers auf Normalnull (= NN) bezogenen Höhenwerte gibt, wurde in der betreffenden Spalte der Profilwand eine auf den Tidenwert bezogene NN-Höhe nicht als Zahl eingetragen.

Der global nachgewiesene Meeresspiegelanstieg (GAYE, 1951; ROHDE, 1977) läßt sich nach den neuesten Untersuchungsergebnissen gegenüber den bisher diskutierten Werten in überraschender Weise sogar noch verstärkt an Höhe zunehmend nachweisen (FÜHRBÖTER, 1985). Danach müßte das Niveau MThw grundsätzlich laufend mit neuen NN-Werten versehen werden. Im Rahmen der hier vorgelegten Dokumentation wird darauf verzichtet und mit Hilfe der Profilwand vom alten Deich ein anderer Weg zur Bestimmung der objektiven Höhenlage beschritten.

Bei aller Bestätigung eines global vorhandenen Meeresspiegelanstiegs – ob gleichmäßig seit Jahrhunderten (ROHDE, 1977) oder in verschiedenen Schüben verlaufend oder wie auch immer bis zu welcher Größenordnung – bietet das originale Foto von der Arbeitswand mit dem besonders hervorgehobenen MThw-Niveau zwischen den beiden Ordnungsziffern II und plus I einen für diese Dokumentation voll verwertbaren Ersatz. Hier steht nämlich anstelle einer Zahl zu NN im Aufbaubild des Seedeichs Porrenkoog ein biologisches Indiz, nämlich der Vegetationshorizont der in das Gesetz der marinen Verlandung eingebundenen Andelwiese (*Puccinellia maritima*, WOHLBERG, 1933). Der Vegetationshorizont der Andelwiese gehört zum elementaren Erscheinungsbild der natürlichen Seemarschbildung. Seine Höhenlage zum MThw ist überall nachprüfbar.

Auf der Profilwand (Abb. 4.4) hat der Andelhorizont den Platz in der Entstehungsgeschichte der Purren-Koegh-Hallig zwischen den Ordnungsziffern II und plus I. In der weiteren Entwicklung des Verlandungs- bzw. Aufwuchsprozesses ist diese biologisch gekennzeichnete Hochwassermarke durch die nächst höhere Salzrasengesellschaft (*Festuca rubra* lit.) durch Sturmflutablagerungen zugedeckt worden (vgl. Abb. 4.3 Ziff. II und Abb. 6.1). In der geglätteten Profilwand aber sind beide untereinander ablesbar und ergeben bei einer Amplitude von ± 5 cm eine hinreichende Orientierung.

Die hiermit erfolgte Einbindung des MThw-Niveaus in das am freien, offenen Standort unter natürlichen Bedingungen entstandene Vegetationsbild der Andelwiese ist somit nicht mit einem erdachten oder errechneten Wert verbunden, sondern mit einer empirischen Bezugsgröße, welche die biologischen Verlandungsgesetze am freien Standort des Wattenmeeres zur Grundlage hat.

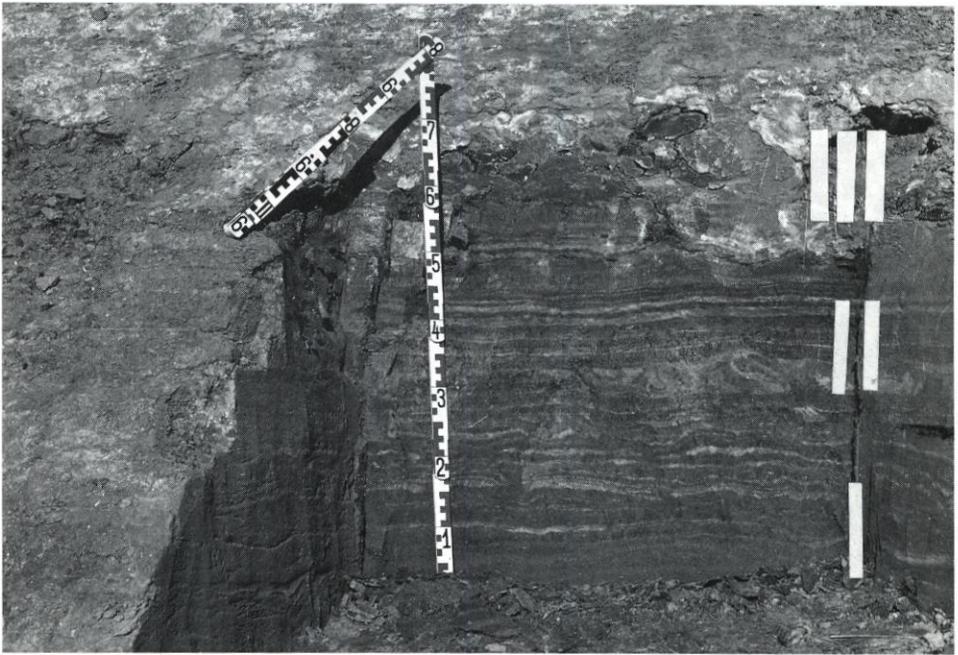


Abb. 6.1. Nahaufnahme vom Schnitt durch den sturmflutgebänderten Aufbau der ehemaligen Purren-Koegh-Hallig, hier im Bild als Basis für den um 1500 errichteten Seedeich Porrenkoog. Bei III sind die fossilen Fremdstoffe als Einschlüsse der ersten Bauphase erkennbar

Ähnliche Gedankengänge finden sich im deichbautechnischen Schrifttum bereits vor 250 Jahren in der grundlegenden Arbeit von BRAHMS (1754), der von seinem Zeitgenossen, dem mit Seedeichfragen öffentlich bestellten Kieler Professor Joh. Nic. TETENS als der „Classiko in der Deichbaukunst“ bezeichnet wird. Brahms hatte damals den allgemein üblichen Begriff von der „ordinären Flut“ (anstelle MThw von heute) in den biogen vor sich gehenden Verlandungsprozeß der Salzgräser eingebunden.

5. Bodenart und Bodenbildung als neue Kriterien in der historischen Deichbauforschung

5.1 Die den Seedeich Porrenkoog aufbauenden Bodenarten

Wie weiter oben bereits angedeutet, hat sich die bisherige Erforschung der historischen Deiche in erster Linie und in herkömmlich naheliegender Art mit deren Höhe und der damit verbundenen sturmflutkehrenden Leistung befaßt. Bei den beobachteten Packungen aus Rasen- bzw. Vorlandsoden dürften bautechnische Stabilitätsgründe vorgelegen haben (SAEFTEL, 1933; BUSCH, 1939; BEESE, 1982/83; KÜHN, 1982/83).

Im hier vorliegenden Fall des Porrenkooges geht es nicht um in den Deichkörper eingebaute Stützpackungen, sondern planmäßig um den schichtförmigen Aufbau zwecks Deicherhöhung. Die hierfür verwendeten Bodenarten sind standortgebunden und haben sowohl für die erste Bauphase des Deiches als auch für dessen spätere Erhöhung in den inzwischen verflossenen 500 Jahren bis zur Gegenwart ihre Wurzel in jenen Grundbedingungen, denen der Porrenkoog vom ersten Tag seiner Entstehung an am Fuß der Husumer Geest (vgl. Abb. 1.5.6, Profil A, S. 44) seine Existenz verdankt. Es handelt sich, beginnend unterhalb der eigentlichen Deichbasis, um folgende Materialien: weiche, organogen aufgebaute Brackwasserablagerungen (Darg), ferner um reine oder bereits in dem ersten Verlandungsstadium befindliche Wattsande oder um sog. deichreifen, gebänderten Halligboden (Sturmflutschichtung), des weiteren um Einschlüsse aus Torf oder fossilem Ton (Litorina Ton) oder schließlich um städtischen Abraum aus dem benachbarten Husum.

Die Entstehung und Verteilung dieser den Deich von der Tiefe bis an die Krone aufbauenden Substanzen ist Gegenstand der hier abzuwickelnden Dokumentation. Dabei genügt es nicht, die Analyse auf die vorhandenen Grundsubstanzen etwa auf Sand, Ton oder Torf zu beschränken, sondern diese mit der Frage nach deren weiteren *Entwicklung* im Kern des Seedeiches auszustatten. In der bodenkundlichen *Entwicklung* liegt die zentrale Bedeutung des deichbaugeschichtlichen Kriteriums (vgl. S. 66, 68 und Abb. 6.2 bis 6.4).

Im Laufe der Jahrhunderte sind die schichtweise eingebrachten Böden entsprechend ihrer Eigenschaften unter dem Einfluß der engeren Standortbedingungen wie zum Beispiel Lage an der Deichböschung (Nord-Süd-Exposition), Beweidung der Pflanzendecke, Salzwasserinfiltration bei Sturmfluten u. a. veränderten Umweltfaktoren unterworfen gewesen.

Aus dieser Fülle von Bedingungsbeziehungen hat der Seedeich Porrenkoog im Innern sein unverwechselbares Bild erhalten. Es gehört zu seiner Geschichte, die durch den gesamten, an der Profilwand im Original belegten Schichtenaufbau – geordnet von minus II bis VIII – im folgenden dokumentiert wird.

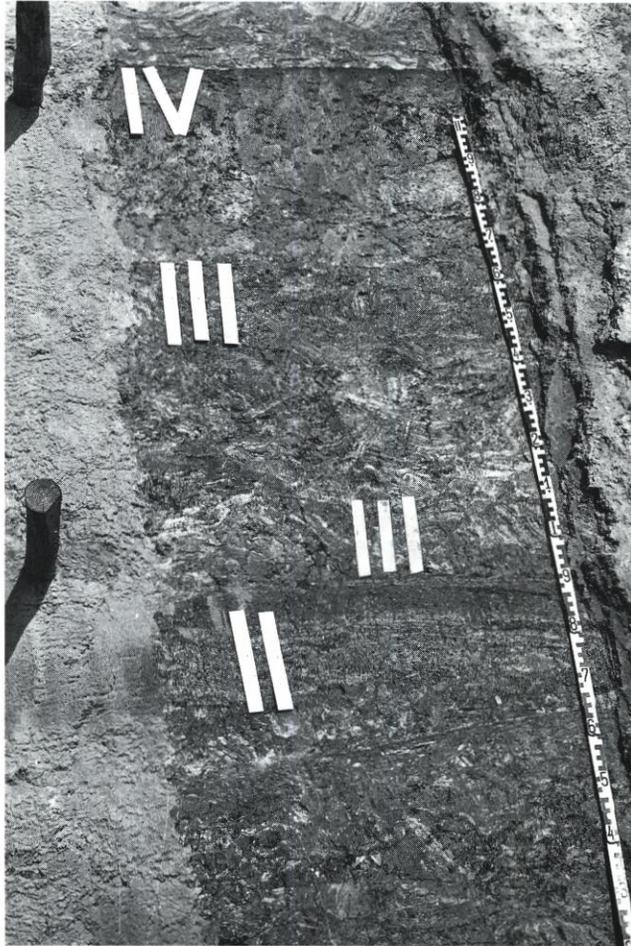


Abb. 6.2. Ausschnitt aus der Arbeitswand (Abb. 4.3. und 4.4.). Von III an aufwärts über III nach IV ist die Dynamik in der Bodengese ablesbar

5.2 Die in der engeren „Umwelt Deichboden“ wirksam gewesenen Kräfte

Welche Spuren die in diesem Intervall wirksam gewesenen Faktoren im einzelnen hinterlassen haben, ist besonders den Nahaufnahmen (Abb. 6.2 bis 6.4) in ganzer Schnittbreite der Glättungsschicht zu entnehmen.

Als untrügliche Anzeichen gehören dazu in erster Linie die vom Spatel quergeschnittenen Wurmröhren, ferner die unverkennbaren Laufgänge der Carabiden oder deren nachgelassene Verpuppungskammern, so wie die bei Lupenvergrößerung in besonders dichter Anordnung im Schnitt sichtbaren Wurzelkanäle der früheren Deichvegetation. Außer diesen ehemals unterhalb der Deichoberfläche sich hinziehenden biologischen Merkmalen sind mit diesen gekoppelt auch chemische und physikalische Vorgänge abgelaufen. So werden mit der Durchwurzelung seitens der oberflächlich geschlossenen Deichvegetation, ferner mit der

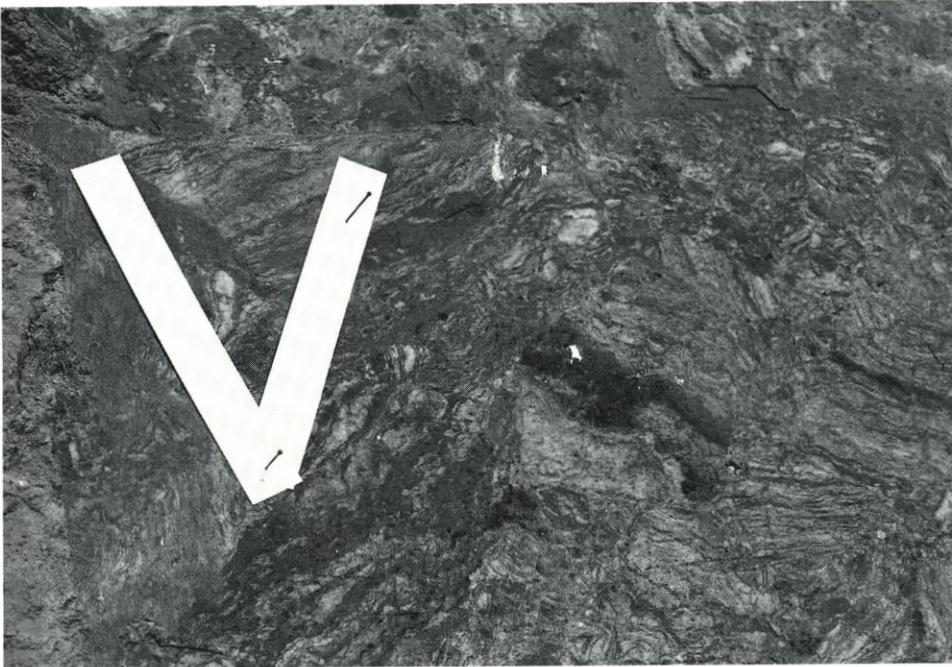


Abb. 6.3. Die entscheidende Phase in der Bodenentwicklung. Nahaufnahme vom oberen Teil der Deicherhöhung V. Die anfängliche Parallelschichtung aus dem Baustoff Halligboden ist durch bodenkundlich tätige Kräfte zu einer feinblättrig erscheinenden Lamellenstruktur abgebaut



Abb. 6.4. Die ursprüngliche gebänderte Struktur des Halligbodens ist durch bodengenetische Umwandlungskräfte restlos aufgezehrt und durch das Bodenreifemerkmale „Krümelung“ ersetzt worden (Ordnungszahl 4, vgl. auch Abb. 6.2)

Belebung des Deichbodens durch die hier minierenden niederen Tiergemeinschaften zusammen mit den physikalischen Einflüssen der Exposition von Deichböschung und Deichkrone zur See hin oder auch zum Land eine Vielfalt der mit der Bodengenese zusammenhängenden Fragen zum Kriterium erhoben.

Mit dem Verfahren ihrer Erkundung und Darstellung haben die angeführten Merkmale im Rahmen der Bodengenese in der deichbauhistorischen Dokumentation einen bis dahin nicht genutzten Stellenwert bekommen. Es handelt sich hierbei nicht um interessante Gedankengänge aus dem biologischen Bereich, sondern um die Aufdeckung naturwissenschaftlicher Faktorenkomplexe in verschiedenen Disziplinen und deren zweckgerichteter, auf empirischem Wege ermittelten Analyse.

5.3 Der Faktor „Zeit“ in der seedeicheigenen Bodenentwicklung

Wie im vorangehenden Abschnitt dargestellt, sind im alten Deichkörper eine Vielzahl von bodenbildenden Faktoren in Funktion gewesen. Sie bedürfen hier nicht im einzelnen der Aufgliederung, denn sie haben für die deichbauhistorische Analyse nur als Gesamtergebnis Bedeutung, nämlich im vorliegenden Fall lediglich als deutbares Bild an der Profilwand (Abb. 4.4).

Alle hierfür als Umbildungsfaktoren genannten Kräfte haben ihren Anteil daran gehabt, daß sich aus der Rohsubstanz der sturmflutgebänderten ehemaligen Purren-Koegh-Hallig die Zuwachszonen der Deicherhöhung im Reifegrad unterschiedlich entwickelt haben.

Profilwand und Werktafel (Abb. 4.4 und Abb. 4.5) zeigen zwischen den Ordnungsziffern II bis V den Umfang der ersten Umwallung bzw. Bedeichung des Porrenkooges zwischen 1480 (III) und der Sturmflut von 1634 (IV). Wenn die Annahme zutrifft, daß die weiter oben als deichbaugeschichtliche „Zäsur“ formulierte schwarze Trennungslinie zwischen IV und V etwa mit dem Jahr der Sturmflut zeitgleich liegt, dann hätte für die erkannten Gefügeumbildungen von der Parallelschichtung der ehemaligen Salzwiese bis zur entschichteten Krümelstruktur eine Zeitspanne von rund 150 Jahren zur Verfügung gestanden. Das ist in der Tradition der technischen Küstenerhaltungspraxis für die nach Sturmfluten üblichen Deicherhöhungsmaßnahmen ein sehr beachtliches Zeitintervall.

Es ist einleuchtend, daß eine solche weitgehende Profildifferenzierung nicht von heute auf morgen möglich ist. Die Voraussetzungen hierfür sind erst dann gegeben, wenn am Standort die Bodenreifung während einer längeren Ruhepause vor sich gehen kann. Sie liegt an der Profilwand zwischen den Ordnungsziffern II und V.

Unter Hinweis auf diese Zusammenhänge kann der auf dem Nahphoto deutlich hervortretenden, mit „Zäsur“ formulierten schwarzen Linie eine doppelte Bedeutung zugewiesen werden, eine am Profil ablesbare bodengenetiche und eine aus der gesamten Darstellung deutbare deichbauhistorische. In der Weiterführung dieser kausalen Zusammenhänge wird das Nahphoto als Hilfsmittel in die Dokumentation einbezogen.

6. Das Nahphoto als arbeitstechnisches Hilfsmittel in der deichbauhistorischen Dokumentation

6.1 Methode und Anwendung

Die Ausgangsphase für die hier im einzelnen zum Kriterium erhobene bodengenetiche Entwicklung wird durch die Abbildung 6.1 belegt.

Bei diesem Standort handelt es sich, wie bereits an anderer Stelle erwähnt, um den sturmflutgebänderten Rohboden aus der ehemaligen Purren-Koegh-Hallig.

Auf allen hier zur Diskussion stehenden Profildarstellungen wurde dieser marinen Ablagerung durch die römische Ordnungsziffer II der ihr im Verlandungszyklus zustehende Platz zugewiesen. Der am linken Bildrand aufgestellte Maßstab zeigt das Maß der im Laufe der Vorlandentwicklung aufeinander gefolgt Sturmflutablagerungen. Dabei zeigen die dunklen Linien den Vegetationshorizont mit dem gesammelten Humus der Salzwiesengesellschaft und die jeweils dazwischenliegende helle Bänderung den Zuwachs aus der von der Sturmflut herangeführten und abgelagerten Suspension an Mineralstoffen (WOHLENBERG, 1933).

Aus diesem Rohboden wurde kurz vor 1500 in der ersten Bauphase der Seedeich Porrenkoog aufgeschüttet.

Was sich danach substantiell und strukturell gewandelt hat, ist Gegenstand der nunmehr folgenden Dokumentation.

Alle in diesem Zusammenhang vorgelegten Nahphotos haben ihre Wurzel in diesem Rohboden von der Hallig. Sie lieferte sozusagen die Grund- bzw. Muttersubstanz für den Deichbau im allgemeinen und im besonderen die Voraussetzungen für deren Differenzierung und damit für die Beantwortung unserer Fragestellung.

Von entscheidender Bedeutung für das Gelingen der Analyse ist der Grad der Ablesbarkeit und damit der Aussagefähigkeit der Nahphotos. Diese Vorbedingung wird durch die hier folgenden Nahphotos (Abb. 6.1 bis 6.4) verdeutlicht.

Wenn im Zweifelsfall ein genauere Aufschluß notwendig erscheint, werden die aus den verschiedenen Bodenzonen entnommenen Proben (Abb. 3.2.2 S. 51) bei schwacher Vergrößerung im Binokular hilfreich sein.

Bei der Auswertung nimmt die Analyse ihren Weg von einem Nahphoto zum andern. Sie erfolgt stets auf vergleichender Grundlage. Aus diesem Grunde wurden die Aufnahmen zusammen mit dem begleitenden Text neben- oder untereinander angeordnet. Dabei vollziehen die römischen Ordnungsziffern den Brückenschlag von der grundlegenden Profilwand (Abb. 4.4) zum jeweiligen Nahfoto.

6.2 Die ablesbaren Merkmale der Bodengenese Färbung - Gefüge - Struktur

Nach der im Schloß vor Husum erfolgten „Niederlegung der Belibung für den Nordhusumer Koog“ im Jahre 1508 ist damals ein erster sturmflutkehrender Wall als Deich aufgeschüttet worden. Wie in der Einleitung durch zeitgenössische Karten belegt, hat hierfür als Basis, als Untergrund und Erdlieferant die im Bereich der Husumer Bucht durch Sturmflutablagerungen in den Jahrhunderten davor herangewachsene Purren-Koegh-Hallig gedient.

Auf der hier folgenden, während der Durchführung der Dokumentation an der geglätteten Profilwand (Abb. 4.4) hergestellten Aufnahme liegt zwischen den Ordnungsziffern II und V die Ziffer III. Mit ihr ist eine doppelte Aussage verbunden, eine deichbauhistorische und eine deichbautechnische; nämlich durch die Abgrenzung zum Untergrund als Zeichen für den Deichbaubeginn (mit dem Bild der Armbanduhr als Trennmarke und Maßstab) und auf bautechnischem Bereich durch die im Profil angeschnittenen Spitwürfe aus fossilem Litorinatone und Torfballen als Dokumente dafür, daß die alten Deichbauer hierfür zunächst Material aus dem Untergrund der Hallig verwendet haben.

Für den Einblick in die im Deichkern ablaufenden Vorgänge ist die Erörterung der Bodenarten zunächst im Gesamtbild der Profilwand (Abb. 4.4) erforderlich. Danach aber ist sie unter Heranziehung der Nahaufnahmen (Abb. 6.1 bis 6.4) auf die Funktion der Boden-genese auszudehnen.

Das Nahphoto hat als technisches Hilfsmittel nicht nur die Zustandsstufen im Deichkern sichtbar gemacht, sondern vor allem in einer aufeinander folgenden Reihe den Entwicklungsprozeß. Diese Vorgänge unterliegen in kausaler Verbindung den gemeinsam wirkenden Zwängen. Alle in diesem Bericht systematisch in die Dokumentation einbezogenen Nahphotos zeigen die Genese als Prozeß in einer fortschreitenden Richtung. Sie sind einseitig orientiert und nicht umkehrbar.

Die hier gemachten Bemerkungen mögen verstanden werden als Rechtfertigung der hier angewendeten Methode. Es hat sich gezeigt, daß mit ihrer Hilfe neue Einsichten in den komplexen Gang der Historie abzuleiten sind. Dem historisch arbeitenden Deichbauanalytiker werden auf dieser Ebene neue Aufgaben gestellt.

Im Rahmen der folgenden Erörterungen über den Verlauf der Bodengenese im Kern des alten Deiches Porrenkoog sei einleitend hervorgehoben, daß ursprünglich alle im Deichbau nachweisbaren Erhöhungsschichten auf dem Wege der Bodengenese Veränderungen unterworfen sind. Wie im Vorwege bereits dargestellt, unterliegen die für die Deicherhöhung eingebrachten Bodenschichten der physikalischen, der chemischen und der biologischen Einflußnahme. Diese Kräfte sind es in erster Linie, die zusammen mit den humifizierenden Tendenzen die Zuwachszonen aus dem Stadium der Einzelkornstruktur in ein Aggregatgefüge überführen, bis als bodengenetische Endphase die Bodenkrümelung erreicht ist. Der im Nahphoto der Abbildung 6.4 beim Intervall IV erkennbare Schnitt vermittelt in klassischer Ausprägung eine Vielzahl an Merkmalen der Bodenreife.

Für die weiteren Erörterungen bildet, wie mehrfach erwiesen, das Originalphoto von der in Schichten aufgebauten, und in der Dokumentation befindlichen Profilwand die Bezugsebene (Abb. 4.4). Mit Hilfe der am Rand dieser Abbildung angeordneten römischen Ordnungsziffern erfolgt auf gleicher Ordnungsgrundlage die Verbindung zu den Nahphotos. Die Aussage erfolgt in drei Stufen:

Stufe I: Abb. 4.4. – III, Abb. 6.1 – III, Abb. 7.1 – II. Deichbaubeginn um 1500. Einbau von Fremdstoffen Torf und Ton des Deichuntergrundes. Keine Merkmale einer Bodengenese, da Substanzen fossiler Herkunft vorliegen.

Stufe II: Abb. 4.4 – III und V, Abb. 6.2 – III. Auf dem grob vorbereiteten Profil (Abb. 4.3 S. 58) liegt die obere Hälfte des rechts mitlaufenden Maßstabs zwischen den Ordnungsziffern III, und im unteren Drittel zeigt die Profilloberfläche trotz der beim Bau willkürlich geworfenen Spits noch angenähert die Reste von der ursprünglichen Halligbänderung vom Anfang des Deichbaus. Der „Auflösungsprozeß“ des sturmflutgebänderten Aufwuchses ist hier bereits so weit fortgeschritten und das Ausgangsbild von der waagrecht orientierten Bänderung durch die bodengenetischen Prozesse so weit reduziert, daß im Vergleich zu Abb. 6.2. im Bereich V der Abbildung 6.3. nur noch eine blattartige Lamellenstruktur die bodenkundliche Fortentwicklung kennzeichnet.

Gerade aber diese Phase bietet eine Vorstellung vom Beginn der Bodenreifung, die in der folgenden Entwicklungsstufe das Verwandlungsoptimum erreicht.

Stufe III: Abb. 6.2. – IV und Abb. 6.4. – IV

Was im Bereich der Ordnungsziffer V der Abbildungen 6.3 und 6.4 in Bezug auf die strukturellen Merkmale als abklingend zu bezeichnen ist, erlischt vollkommen im Bereich von IV der Abbildung 6.4.

Was hier in der Fläche sichtbar wird, ist der Nachweis einer in bodenkundlicher Hinsicht klassischen, bis zum Optimum reichenden Bodenentwicklung.

Sie findet ihren Abschluß zwischen den beiden Ordnungsziffern IV und V in einer auffallend prägnanten, tiefschwarz gefärbten Trennungslinie*. Hier zeigt sich möglicherweise die historische Deichhöhe bis zum Jahr der Sturmflut von 1634. Die darüber liegende Zone V der beiden Abbildungen 6.3. und 6.4. dokumentiert die erste Deicherhöhung nach der Flut.

Unterhalb der schwarzen Trennungsschicht ist ein schmaler Verdichtungshorizont erkennbar. Darunter folgt fortlaufend das Bild einer fertigen, genetisch abgeschlossenen Bodenbildung. Bei der Vielzahl der im Schwarzweiß-Photo vorhandenen Grautöne und dem bunt strukturierten Lückensystem mögen die Zentimereinteilung des von rechts unten in das Intervall IV hineinreichenden Maßstabs und auch die technischen Symbole der Werktafel (Abb. 4.5.) für die Deutung der vielfältigen Strukturen Hilfestellung geben.

Was schließlich aus dem Intervall IV des alten Deichkerns zu dokumentieren ist, stellt nach der bodengenetischen Reifung nur noch ein strukturverarmtes Konglomerat dar von marmorierter, dunkler Färbung.

Zusammengefaßt ergibt sich aus dieser dreistufigen Gliederung in wiederholter Abwandlung das Kernproblem der Bodengenese und deren Anwendung für die Deichbauanalyse.

7. Aufbau und Einschlüsse des Deichuntergrundes

Im Abschnitt über den Baubeginn des Deichbaus wurde unter Hinweis auf die Ordnungsziffer III darauf hingewiesen, daß die Erbauer des Deiches (1500) zunächst Boden aus dem Untergrund der Purren-Koegh-Hallig verwendet haben.

In der nebenstehenden Abbildung 7.1. liegen bei der Ordnungsziffer -I die dunkel gefärbte Zone der hier ehemals gebildeten sumpfigen Brackwassermarsch (DARG) und darüber mit den Ziffern +I, II und III die Ablagerungen des inzwischen vorgerückten Meeres mit den ersten Schichten des Wattenmeeres, beginnend mit den sandigen Wattsedimenten bis zur sturmflutgebänderten Salzwiese (Hallig). Rechts neben der Ziffer III werden in der ersten Deichbauphase Klumpen aus dem tonreichen Darg und aus Ton erkennbar. Die beigegebene Armbanduhr dient hilfsweise als Größenmaßstab.

Darüber ist aufsteigend auf der Profilwand (Abb. 4.4.) bis zur Ordnungsziffer VIII der dokumentierte Deichkern zu denken.

Die auf der nebenstehenden Abbildung bei minus I ausgewiesene Dargschicht zeigt sich auf der übernächsten Nahaufnahme dank der vollen Aufgrabung zwischen den Ziffern -I und -II (Abb. 7.1.2) in einer besonderen Ausprägung. Damit sei mit dem folgenden Kapitel der Grabungsbericht abgeschlossen.

* Anmerkung:

Die auf den Abbildungen 6.2. und 6.4. als besonders bemerkenswerte bodenkundliche Erscheinung der schwarzen Trennungslinie bedarf zwecks Vermeidung einer falschen Auslegung eines besonderen Hinweises.

Diese weiter oben mit der Bezeichnung „ZÄSUR“ hervorgehobene Trennungslinie geht auf eine alte Deichoberfläche zurück und hat nichts zu tun mit dem in der Bodenkunde üblichen Terminus der sogen. „schwarzen Schnur“.

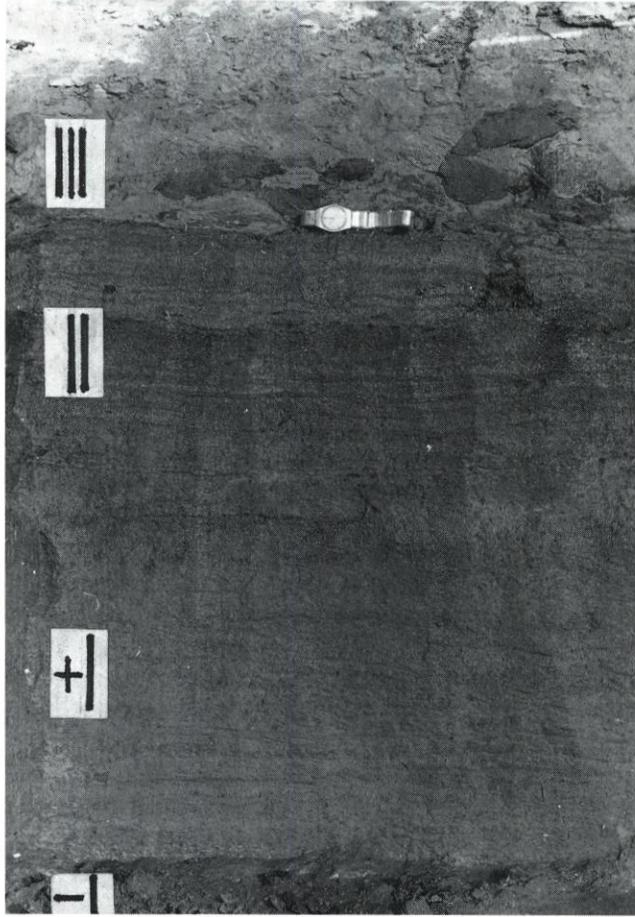


Abb. 7.1.

bei -I DARG-Schichten = Brackwassersedimente, weichgründig und wasserhaltig
bei +I sandige Wattlagerungen vor der marinen Verlandung ohne Vegetation
II sturmflutgebänderte Salzwassermarsch (Hallig)

III Beginn des Deichbaus mit erstem Deichbaumaterial aus Ton und Torf aus dem Untergrund unterhalb
minus I

7.1 „Stute und Fohlen“, Skelettfund unter der Profilwand

Die beiden hier folgenden Arbeitsaufnahmen (Abb. 7.1.1 und 7.1.2) dienen im ursprünglichen Arbeitsplan lediglich dem Nachweis der Zusammensetzung der unterhalb der Profilwand (Abb. 4.4.) anstehenden älteren Bodenschichten. Der nach der Profilaufnahme bei der Ordnungsziffer minus I festgestellte Darg-Horizont führte zu weiterer Aufgrabung. Wie sich das Bild des Untergrundes tiefenwärts entwickelte, zeigen die beiden Aufnahmen Abb. 7.1.1 und Abb. 7.1.2. Bei keinem von uns beiden, weder bei dem fleißig grabenden Mitarbeiter noch bei dem daneben stehenden Verfasser, konnte etwa bei minus I trotz des allmählich weicher und wasserhaltiger werdenden Untergrundes der Gedanke an einen unterhalb der Profilwand möglicherweise vorhandenen Einschuß entstehen.



Abb. 7.1.1. Grabung tiefenwärts unter der Profilwand (Abb. 4.4). Die Bedeutung der Ordnungsziffern ist von vorangegangenen Abbildungen zu entnehmen

Während der photographischen Aufnahme hatte das rechte Standbein des Grabenden noch keinen Kontakt mit dem noch nicht sichtbaren Einbettungssediment. Der Skelettfund war ein Zufallsfund*. Weder mit dem Zeitpunkt der Eindeichung noch mit der Deichbautechnik ließ sich ein sachlicher bzw. thematischer Zusammenhang herstellen**.

Offenbar waren die Pferde in dem grundlosen Feuchtgelände (DARG) verunglückt.

Bei dem auf Abb. 7.1.3 zwischen minus I und minus II im Bereich der eingebetteten Skelette abgelagerten Sediment handelt es sich trotz der deutlichen Bänderung nicht um Sturmflutschichten wie beim Aufbau der Hallig, sondern um Feinststoffe (Detritus), die aus dem Brackwasserbereich des Untergrundes eingeschwemmt wurden. Das Bild der wechselweise hellen und dunklen Bänderung wird durch unterschiedlich starke Wasserbewegung und Suspension hervorgerufen worden sein.

* Anmerkung 1: Für die Zuordnung der eng beieinander liegenden Skelette sei auch an dieser Stelle Herrn Prof. Dr. Dr. h. c. HERRE, Landesuniversität Kiel, gedankt.

** Anmerkung 2: Als bei der in unmittelbarer Nähe zur Theodor-Sturm-Stadt Husum vorgenommenen Deichgrabung in der Tiefe ein Pferdegerippe entdeckt wurde, war bei den an der Grabungsstelle Vorübergehenden spontan der mit den Seedeichen und Storm verbundene „Schimmelreiter-Mythos“ gegenwärtig, bis dann andere Indizien naturwissenschaftlicher Art leicht zur Hand waren.



Abb. 7.1.2. Fortgang der Grabung. Die Pferdeskelette sind von dem weichen, an organischer Substanz reichen Sediment bei den Ordnungsziffern minus I (-I) und minus II (-II) umschlossen. Der oben links aufgestellte Maßstab dürfte trotz des Versatzes in etwa auch bei -I und -II noch Meßwert haben. (Weitere Einzelheiten im Text und in der Legende zu Abb. 7.1.3)

8. Die letzten bis in die Gegenwart (1977) reichenden Deicherhöhungsmaßnahmen

Bei den aufwärts zur Deichkrone folgenden Zonen handelt es sich um die Deicherhöhungsintervalle der Zonen VI, VII und VIII. Alle drei gehören der Neuzeit an und zeigen vom Boden her gesehen die Merkmale der Einzelkornstruktur (vgl. Seite 61). Ihre Einordnung nach Jahr und Tag ist nicht möglich, da sie aktenkundig nicht überliefert sind.

Die Zuwachszone der Ordnungsziffer VII zeichnet sich aus durch die Anwesenheit zahlreicher, unregelmäßig verteilter Ziegelsteinbrocken. Ihre Herkunft kann nur soweit vermutet werden, als sie mit einem stadtgesehichtlichen Ereignis im Zusammenhang stehen könnte. Die dem Koog unmittelbar benachbarte Stadt Husum wurde in der Mitte des vorigen Jahrhunderts von einem Großfeuer heimgesucht, dem ein großer Teil der westlichen Altstadt mit 56 Häusern zum Opfer fiel. Der Trümmerschutt könnte für die Erhöhung der Deichkrone Verwendung gefunden haben. Im Sitzungsprotokollbuch sind hierüber aus jener Zeit keine Angaben zu finden.



Abb. 7.1.3. Der frisch geglättete Brackwasser-Schlick unterhalb der Profilwand mit den freigelegten Pferdeskeletten

Mit der die neue Deichkrone bildenden Ordnungsziffer VIII endet die deichbauhistorische Dokumentation. Wie oben auf Seite 46 erwähnt, erreichte die Sturmflut vom 3./4. Januar 1976 den höchsten am Husumer Pegel überhaupt jemals gemessenen Scheitel mit 4,17 m über MThw. Nach dem hierfür eingesehenen Sitzungsprotokoll des Deichverbandes Porrenkoog wurde eine Erhöhung des Deiches auf mindestens plus 8,00 m NN beschlossen. Diese Arbeiten wurden im darauf folgenden Jahr (1977) ausgeführt. Damit wurde der Porrenkoog zum ersten Mal in seiner Geschichte den übrigen Seedeichen Nordfrieslands gleichgestellt und mit den großen Deichverbänden profil-höhenmäßig und verwaltungsmäßig in den gleichen Rang erhoben.

9. Abschließende Bewertung der deichbauhistorischen Dokumentation vor Ort

Mit der Gegenüberstellung verschiedener Zuwachszonen und deren möglicher Beziehung zum Faktor „ZEIT“ (vgl. Absatz 5.3. S. 36) kann und soll jedoch nicht etwa ein neuartiges Verfahren für die Altersbestimmung in den Rang eines Systems erhoben werden; wohl aber sollte angesichts der Lückenhaftigkeit unserer Kenntnisse über die Baugeschichte unserer ältesten Deiche das uns heute zur Verfügung stehende naturwissenschaftliche Potential – in welcher enger Disziplin auch immer – als methodische Hilfestellung in die Praxis der historischen Dokumentation vor Ort aufgenommen werden. Das wäre die Arbeitsrichtung! Jeder

Deich hat seine eigene Geschichte, in Sonderheit der Seedeich als Landesschutzdeich in seiner Bestimmung der Sturmflutabwehr.

Was in den verschiedenen Kapiteln dieses deichbauhistorischen Berichtes wiederholt sichtbar und nachprüfbar erwiesen wurde, begleitet jeden alten Seedeich, nicht etwa nur den hier aufgeschlossenen Seedeich Porrenkoog. Für diesen mag vorwiegend – jedoch nicht allein – der elementare Hinweis gelten: „Ein Seedeich ist mehr als allein ein geböschter Wall aus Sand oder Klei“ und ist auch nicht zu dokumentieren „allein mit Hilfe einer nivellitisch ermittelten Zahl zu Normal-Null“!

Dessen ungeachtet, das Höhennivellement ist unverzichtbar, es hat einen hohen Rang inne in den aktuellen und existentiellen Faktoren der Küstensicherheit und ist als solches nicht ersetzbar.

Darüber hinaus aber sollte es naheliegen, anhand der hier aufgedeckten Zusammenhänge das bisher in der wissenschaftlich technischen Deichbauforschung in allzuenger Ausschließlichkeit angewendete Meßverfahren nunmehr auf den Kern der Deiche auszuweiten. Damit würde sich ein Weg öffnen, den bislang maßgebenden Schematismus nicht nur zu überwinden, sondern ihn sowohl in der historischen, aber auch in der aktuellen, der technischen Aussage zu verfeinern und zu vertiefen.

Die im innersten Kern des Seedeiches Porrenkoog bis dahin unbekannt gebliebenen Verwandlungen sind erst durch die bautechnisch notwendige Entkernung des mittelalterlichen Seedeiches sichtbar und durch bodenkundliche Vorgänge deutbar geworden.

Mit Hilfe der in diesem Bericht vor Ort entwickelten Aufschlüsselung der Nahaufnahmen hat die historische Deichbauforschung ein bis dahin nicht gekanntes und daher nicht anwendbares Kriterium gewonnen.

Bei dieser abschließenden Bewertung mag der Rückblick auf die Abbildung 4.4. als das Kernstück dieses Berichtes berechtigt erscheinen. Der auf photographischem Wege dokumentierte Aufbau des Seedeiches Porrenkoog steht von seiner Basis von 1500 bis zu seiner Kronenhöhe von heute mit allen qualitativen und quantitativen Inhalten im einzelnen wie auch als Ganzes im Rang eines naturwissenschaftlichen Potentials.

Es demonstriert für uns Nachlebende nach rund 500 Jahren Küstengeschichte alle in der Natur des Standortes „Seedeich“ vorhandenen und tätigen Indizien.

Das Originalphoto von der in Arbeit befindlichen Profilwand (Abb. 4.4.), die Gliederung der Werktafel und die an der Wand entnommenen Bodenproben sind die Elemente der vor Ort angewendeten Arbeitsmethode. Obenan aber stehen in diesem Fragenkomplex erwiesenermaßen alle Nahphotos! Sie haben sich sowohl in ihrer methodisch neuen Aussage als insbesondere auch in ihrer sachbezogenen Deutung als aufschlußreiche und verlässliche Wegweiser in der historischen Deichbauforschung erwiesen.

10. Schriftenverzeichnis

- ANDRESEN, L.: Kulturspuren im Watt bei Hallig Langeness-Nordmarsch. Führer Heimatbücher 22, 1937.
- BANTELMANN, A.: Die Landschaftsentwicklung der S.-H. Westküste. Die Küste 9, 1966.
- BECCA, C. U.: Geschichte Husums (Nachdruck). St. Peter, 1988 von 1830.
- BEESE, ERICH: Langenhemme, eine Langwarf an der Eider. Nordfries. Jahrb. 1982/83.
- BLOK, D. P.: Wie alt sind die ältesten niederländischen Deiche? Die Aussagen der frühesten schriftlichen Quellen. Zt. Probleme der Küstenforschung, 15, 1984.
- BOEKEL, I.: Humusgehalt und Bodenstruktur. Inst. voor bodemvruchtbaarheid Haren, Niederlande, 1977.

- BRAHMS, A.: Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Aurich, 1754.
- BUSCH, ANDREAS: Alte Deichquerschnitte auf Sylt, ein Beitrag zu den Fragen der Anfangsentwicklung des Deichbaues. Zt. Westküste 2, 1, 1939.
- BUSCH, ANDREAS: Alte und neue Deichprofile von Strucklahnungshörn (Nordstrand) und der Anstieg des Meeresspiegels. Heimat, 1963.
- DITTMER, ERNST: Die nacheiszeitliche Entwicklung der schleswig-holsteinischen Westküste. Ztschr. Meyniana 1. 1952.
- FISCHER, O.: Das Wasserwesen a. d. S.-H. Nordsee Küste III, Eiderstedt, 1956.
- HAEBERLIN, C.: Die nordfriesischen Salzsieder. Führer Heimatbücher 18, 1934.
- HARTZ, O.: Die Entstehung der Siebenhardenbeliebung von 1426. Nordfr. Jb. 1971.
- HEIDE V. D., G. D.: Dijkbouw door de eeuwen heen. In „Antiquity and Survival“ 1957/58.
- HEIDE V. D., G. D.: De laatste Dagen van een Eiland. In „Kamper Almanak“ 1938/39.
- HINRICHS, WILH.: Nordsee-Deiche, Küstenschutz und Landgewinnung. Husum, 1931.
- HOFFMANN, DIETRICH: Die Bedeutung alter Deichreste für die Geographie der Sylter Marschen. Heimat, 1981.
- JANSSEN, THEODOR: Den alten Benser Siel entdeckt. Ztschr. Ostfriesland, 1967.
- KOOP, J. R.: Eiderstedter Heimatbuch. Garding, 1936.
- KÜHN, H. J.: Ein Deichschnitt in der Wiedingharde. Nordfries. Jh. 1982/83.
- LANG, A. W.: Spuren alter friesischer Salzindustrie. Ostfries. Kurier II, 1951.
- LAHS, J.: Sammlung einiger Husumischer Nachrichten. Flensburg, 1752.
- MEIER, DIRK, HOFFMANN, DIETRICH u. MÜLLER WILLE, MICH.: Zum mittelalterlichen Landesausbau Eiderstedts. In OFFA, Bd. 46, 1989.
- MÖLLER, E.: Husumer Urkundenbuch 1429 bis 1601. Schr. Nissenhaus. Husum, 1939.
- MÜLLENHOFF, KARL: Sagen, Märchen und Lieder („Purrenfänger“). 1948.
- PETERS, L. C.: Heimatbuch Nordfriesland. Husum, 1929.
- PETERSEN, J. A.: Wanderungen durch die Herzogthümer Schleswig, Holstein und Lauenburg. 2. Sektion, Kiel, 1839.
- PETERSEN, MARCUS: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landes-schutzdeiche. Die Küste, Jg. 3, 1954.
- PRANGE, WERNER: Geolog. Histor. Untersuchung von Deichbrüchen des 15. bis 17. Jhd. in Nordfriesland. Nordfries. Jb. 1971.
- PRANGE, WERNER: Die Entdeckung eines alten Sieles in der Marsch Nordfriesland. Heimat, 1980.
- REINHARDT, ANDR.: Versuch einer Beschreibung des Kirchspiels Schobüll von Pastor Paul Hansen, Grangaard 1769. Zw. Eider und Wiedau, 1989.
- SAEFTEL, FRIEDR.: Schnitte durch den „Schlafdeich“ in Büttel bei St. Margarethen. Nordelbingen 1933/34.
- SCHROEDER, DIEDR.: Bodenkunde in Stichworten. Kiel, 1969.
- TETENS, JOH. NIC.: Reisen in die Marschländer zur Beobachtung des Deichbaus an der Nordsee. Leipzig, 1788.
- TÜXEN, REINH.: Die Schrift des Bodens (als Manuskript vervielfacht). Stolzenau, 1956.
- TÜXEN, REINH.: Macromorphologie comparee des sols fossiles. Natural. canadien 104, 1977.
- WOHLENBERG, ERICH: Das Andelpolster oder die charakteristische Abrasionsform im Wattenmeer. Helgoland. Wiss. Meeresuntersuch. 1933.
- WOHLENBERG, ERICH: Sinkstoff, Sediment und Anwachs am Hindenburgdamm. Die Küste, Jg. 2, 1953.
- WOHLENBERG, ERICH: Sediment oder Boden, das Problem der Deichreife im Rahmen der Landgewinnung in S.-H., Deutsche Landeskunde, 27, 1961.
- WOHLENBERG, ERICH: Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. Handb. Landschafts- u. Naturschutz 4, 1968.
- WOHLENBERG, ERICH: Die neue Abteilung zur Landschaftsgeschichte Nordfrieslands. Schrift Nissenhaus Nr. 24, 1986.
- WOHLENBERG, ERICH: Die Lundenberg Harde, eine historische Monographie. Die Küste, 48, 1989.
- NN: Der Deichbau fraß die heimischen Wälder. Volkszeitung 16. 7. 1949.
- 1) Landesarchiv Schleswig-Holstein
Schloß Gottorf: Rechnungen von 1722–1798
Abt. 7 und Abt. 163
- 2) a. Deichbau-Akte Porrenkoog
b. Vermessungsprotokoll Entkernung
Deich- und Sielverband Porrenkoog
- c. Protokollbuch von 1798 bis 1970
d. Protokollbuch von 1952 bis 1977
- 3.) Bildarchiv Nissenhaus
299–1949, 423, 426, 431, 433 – 1977
(phot. E. WOHLBERG)

Anhang 1991

Die bereits 1977 durch Aufgrabung des alten Seedeiches vom Porrenkoog erarbeitete historische Deichbauanalyse findet ihre Vervollständigung durch die nachträgliche Auswertung der in originaler Handschrift eingesehenen Sitzungsprotokolle für die Zeit von 1529 bis 1976.

Inhalt:

1. Vorbemerkung	79
2. Die Existenz des Stackdeiches Porrenkoog in der Aussage der historischen Deichprotokolle	79
3. Anfang und Ende des Stackdeiches Porrenkoog.	80
4. Der Inhalt der Deichprotokolle und deren Bedeutung für die deichbauhistorische Dokumentation	80
5. Zusammenfassung der dokumentarischen Auswertung der historischen Sitzungsprotokolle	82

1. Vorbemerkung:

Zwischen dem Jahr der Entkernung und Aufgrabung des alten Porrenkoogdeiches im Jahre 1977 mit dem Ziel der Dokumentation der Deichbaugeschichte vor Ort und den hier als Anhang wiedergegebenen Inhalten der historischen Sitzungsberichte liegt eine durch mehrere gesundheitliche Behinderungen verursachte Arbeitspause von 14 Jahren.

Erst jetzt, 1991, können die Ergebnisse der Auswertung der im Landesarchiv Schleswig-Holstein eingesehenen historischen Sitzungsberichte zum gleichen Thema des Grabungsberichtes „Stackdeich Porrenkoog“ herangezogen und als ausschließlich historisch ausgerichtete Studie dem vorangestellten Grabungsbericht als Anhang hinzugefügt werden.

2. Die Existenz des Stackdeiches Porrenkoog in der Aussage der historischen Deichprotokolle

Im Hinblick auf ihren Zeitbezug sind bei der Gegenüberstellung der Protokollinhalte drei Perioden mit besonderen deichbaugeschichtlichen Merkmalen zu unterscheiden.

Die erste Periode dauerte etwa 100 Jahre; sie umfaßt die Zeit der Eindeichung des Jahres 1529 („Belibung“) und reicht bis zu der Katastrophenflut des Jahres 1634.

Die zweite liegt zwischen 1634 und der Errichtung des Bermedeiches um 1767 und die dritte Periode bewegt sich deichbaugeschichtlich, hier vorwiegend deichbautechnisch, zwischen den Jahren 1767 und 1976, wobei die Sturmflut vom 6. Janr. 1976 mit dem jemals gemessenen höchsten Scheitelwert am Husumer Pegel den Eintritt in die Gegenwart vollzieht.

Nach den überlieferten Protokollen unterscheiden sich die Perioden u. a. entweder durch das Vorhandensein oder durch das Fehlen eines Bollwerkdeiches.

Da sich beide Fakten zu gleicher Zeit und am gleichen Standort einander ausschließen, wird das Merkmal ihrer Existenz zur Beantwortung folgender Fragen herangezogen:

1. Wann wurde das erste Bollwerk errichtet?
2. Wann wurde dieses erste Bollwerk zugeschüttet? und
3. Wie lange dauerte die Schutzfunktion gegen die Sturmfluten?

3. Anfang und Ende des Stackdeiches Porrenkoog

Durch die bauseitig vorgenommene Entkernung des alten zwischen dem Stadtgebiet von Husum und dem Kirchdorf Schobüll liegenden Deiches vermittelte die Aufgrabung (vgl. Hauptbericht) zwar Lage, Verlauf, Verzimmerung, Erhaltungszustand und andere Eigenschaften des alten Bollwerkdeiches, gab jedoch infolge des Ausfalls der dendrochronologischen Holzanalyse weder einen Hinweis auf die Errichtung des ersten vor den Erdkörper des Jahres 1529 gesetzten Bollwerkes noch eine Auskunft über den Zeitpunkt der Zuschüttung des Stacks (vgl. Hauptbericht Abb. 3.2.4 und Seite 52). Damit fehlten die beiden wichtigsten Daten zur Baugeschichte des Porrenkoogdeiches, die Altersbestimmung blieb unbeantwortet.

Um hierfür verlässliche Zeitvorstellungen zu gewinnen, wurden alle im Landesarchiv Schleswig-Holstein in Gottorp bewahrten und einsehbaren Sitzungsberichte auf ihren baugeschichtlichen Aussagegehalt untersucht und untereinander relativiert.

Wie hierbei verfahren wurde, bedarf in methodischer Hinsicht eines Hinweises. Die beiden mit der Analyse von Standort, Zeit und Alter befaßten Methoden, der empirisch durchgeführten Grabung vor Ort hier und der Analyse der Protokolle dort, befanden sich beide unabhängig voneinander und mit unterschiedlichen Mitteln vor der gleichen von ihnen zu lösenden Aufgabe der Altersbestimmung. Daß ihre Anwendung durch eine 14jährige Pause getrennt ist, dürfte in methodischer Hinsicht und auch für die Auswertung ohne Belang sein.

4. Der Inhalt der Deichprotokolle und deren Bedeutung für die deichbauhistorische Dokumentation

Die Texte der eingesehenen Originalprotokolle sind während der durchlaufenen fünf Jahrhunderte durchweg sachlich detailliert abgefaßt worden. Sie sind aber nicht vergleichbar mit den Texten im oben beschriebenen Protokollbuch von 1798 (Abb. 1.5.1 S. 41), wo die Eintragungen alljährlich nahezu gleichlautend schematisch wiederkehren und daher für die Deichbaugeschichte unergiebig sind. Dagegen findet sich in den nachträglich eingesehenen Originalprotokollen der Vermerk über ein vorhandenes Bollwerk stets an unübersehbarer Stelle mit einem erhöhten Aussagegehalt durch die im Bericht gestellten Forderungen nach Baustoffen wie Bohlen, Pfählen, Nägeln nebst Kostenaufstellungen für Schmiedearbeiten oder selbst – nach besonders schweren Sturmflutschäden – durch finanztechnische Erwägungen, um für die Sanierung des Kooghaushaltes Porrenkoog notfalls öffentliche Anleihen aufzunehmen.

Insgesamt wurden mehr als 200 Protokolle durchgesehen. Davon wurden als historisches Dokument von Bedeutung für die Existenz oder das Nichtvorhandensein eines Stackdeiches etwa 30 Protokolle eingehender untersucht und ausgewertet. Sie werden im folgenden ihrer baugeschichtlichen Aussage gemäß in drei getrennte Zeitabschnitte gegliedert, und zwar:

Erste Periode:	1529, 1625, 1630 und 1634
Zweite Periode:	1653, 1658, 1705, 1712, 1721, 1725, 1732, 1740, 1741, 1746, 1747, 1751, 1753 und 1767
Dritte Periode:	1778, 1780, 1781, 1788, 1825, 1882, 1883, 1884, 1888, 1916, 1962, 1976 und 1977

Das Sturmflutjahr 1634 beschließt zwar die erste Periode, eröffnet aber mit den zur zweiten Periode gehörenden deichbautechnischen Gegebenheiten das Zentralproblem im baugeschichtlichen Ablauf für den Porrenkoog. In dieser mittleren Periode wird im Protokoll des Jahres 1653 zum erstenmal der Bau des ersten Bollwerkes dokumentiert. Damit steht die Sturmflut von 1634 gewissermaßen im Brennpunkt des Stackdeichproblems, dem bautechnischen sowohl als auch zur zeitlichen Einbindung in die Geschichte des Kooges. In diesem Zusammenhang wird auf die zum Hauptbericht gehörende Werktafel mit dem gezeichneten Symbol eines Bollwerkes im Ordnungsintervall Va hingewiesen. Der Gleichklang ist offenkundig.

Wenn vom Datum der „Belibung“ 1529 abgesehen wird, datiert das älteste Protokoll der erstgenannten Gruppe auf das Jahr 1625 und liegt damit rund zehn Jahre vor der Flut von 1634.

Dagegen liegen die Daten der zweiten Gruppe sämtlich nach 1634. Das älteste davon geht auf den 5. August 1653 zurück. Es lautet zum Beispiel wörtlich: „... ist der Theich abgestürzt bihs fast an das Bolwerg...“, oder das Protokoll vom 3. August 1658 lautet: „... dem Porrendeich ist an Erde und Bollwercke ziemlich daran gelegen.“

Unter den zahlreichen im Urtext eingesehenen Sitzungsprotokollen nimmt der Bericht vom 4. November 1747 eine Sonderstellung ein. Ihm ist unter allen anderen Berichten ein besonders hohes Maß an Dokumentation zuzuschreiben. Im Ablauf einer fast 500 Jahre umfassenden Protokollführung der Deichgrafen enthält die Niederschrift von 1747 zum erstenmal alle wesentlichen deichbautechnischen Merkmale des Porrenkooges, hier sogar in Tabellenform mit den mittelalterlichen Maßarten nach Ruthe und Fuß wie folgt:

1. die ganze Länge des Seedeiches
2. die Länge des mit einem Bollwerk versehenen Deiches und
3. die Länge des ohne Bollwerk versehenen Deiches

Die Tabelle ist unterzeichnet von

Peter Lorentzen, Ampts Höftman

mit den Unterschriften der acht Bevollmächtigten des Porrenkooges.

Unter Würdigung dieser bedeutsamen, bisher entbehrten deichbauhistorischen Aussage für das in beiden Berichten beherrschende Gesamtthema wird der zentrale Teil dieser Tabelle aus dem Gesamtprotokoll herausgenommen, um die nur in diesem einzigen Fall existierenden Maßangaben über Länge, Bauart und Technik des Porrenkoogdeiches als Faksimile in Abbildung 3.7. wegen seiner hohen dokumentarischen Bedeutung wiedergegeben. Neben der historischen und deichbautechnischen Seite dieses Zahlendokuments ist ihm hinsichtlich des hohen Anteils an Holzeinbauten für die Stacks auch eine wirtschaftliche Bedeutung zuzuschreiben.

Eine ähnliche in der gleichen Differenzierung verfaßte Aufstellung über die Stackdeichproblematik im nordfriesischen Bereich ist bisher nicht bekanntgeworden. Die Wiedergabe des Faksimiles vermittelt nicht allein ein Bild von der Gewissenhaftigkeit des Zahlenspiegels in Ruthe und Fuß, sondern macht darüber hinaus sichtbar, was es für die Verwaltung des Porrenkooges bedeutet haben mag, wenn von insgesamt 937 Ruthen Deichlänge 712 Ruthen mit einem kostspieligen Holzwerk versehen werden mußten. Länger als 130 Jahre hatte der Koog auf 3500 Meter die Wehrhafterhaltung des Deiches zu tragen. Zu diesen Lasten der Deichunterhaltung zählen außerdem die geringe Flächengröße des Kooges, die minderwertigen Böden und deren extensive Nutzbarkeit sowie schließlich die weitere Last des von der benachbarten Geest abfließenden Wassers durch die Schleuse des Porrenkooges.

Der auf den Aufnahmen der Hauptgrabung erkennbare desolante Zustand der freigelegten Bollwerke dokumentiert allein die Notlage dieses kleinen Kooges.

Summa der gantzen Länge des Porrenkogen,
 Teich mit Einbegriff der durch den Austerkog
 eingefastet 43 Ruthen 3 Fuß - - - 937 R. 5 F. 11 1/3 d.
 und zwar obigergestalt mit Bollwerk
 versehen - - - 712 R. 11 F. 11 1/2 d.
 und ohne Bollwerk - - - 224 R. 9 F. 11 1/2 d.

 937 R. 5 F. 11 1/3 d.

Daß die Teich-Maasse des Porrenkogen angeführtermaßen
 sich richtig befindet, - - - - - solches wird von uns
 p. T. Teich-Gräften und Gevollmächtigten selbigen Kogen
 hiedurch beym Worte der ewigen Wahrheit, und so wahr wir
 wünschen selig zu werden, bezeuget und versichert.
 Husum den 4. Novembr. 1747.

Peter Lorentzen Amts Höftman

Ausschnitt aus dem Sitzungsprotokoll des Porrenkooges vom 4. November 1747

Summa der gantzen Länge des Porrenkogen	
Teich mit Einbegriff der durch den Austerkog	
eingefastet 43 Ruthen 3 Fuß	937 R 5 F 11 1/3 d
und zwar obigergestalt mit Bollwerk versehen	712 R 11 F 11 1/2 d
und ohne Bollwerk	224 R 9 F 11 1/2 d
	<u>937 R 5 F 11 1/3 d</u>

„Daß die Teich-Maasse des Porrenkogen angeführtermaßen sich richtig befindet,“ solches wird von uns p. T. Teich-Gräften und Gevollmächtigten selbigen Kogen hiedurch beym Worte der ewigen Wahrheit, und so wahr wir wünschen selig zu werden, bezeuget und versichert.

Husum den 4. Novembr. 1747
 gez. Peter Lorentzen Amts Höftman
 nebst 8 Geschworenen

Zusammenfassung
 der dokumentarischen Auswertung
 der historischen Sitzungsprotokolle

1. Keines aus der Zeit vor dem Sturmflutjahr 1634 niedergeschriebenen Protokolle enthält einen Hinweis auf die Existenz eines Bollwerkes oder auf eine Forderung nach Beschaffung von Holz für die Ausbesserung der Stacks oder dergleichen.
2. Alle aus der Folgezeit, d.h. nach dem Sturmflutjahr 1634, abgefaßten Protokolle

enthalten eindeutige Angaben über ein vorhandenes Bollwerk oder über die mit diesem verbundene deichbautechnische Aufgaben.

3. Das erste Protokoll, das nach der genannten Sturmflut von einem Bollwerk spricht, datiert vom 5. Aug. 1653. Der Bau des ersten Stacks vor dem Porrenkoogdeich dürfte somit zwischen 1634 und 1653 liegen.

4. Das letzte überlieferte Protokoll, das ein im Deich des Porrenkooges zu reparierendes Bollwerk zum Gegenstand hat, datiert vom Jahre 1767.

5. Nach 1767 findet sich in den Sitzungsberichten kein Hinweis mehr, der auf das Vorhandensein eines Stackdeiches schließen ließe.

6. Bei dieser Sachlage ist ein Bezug auf den Hauptbericht auf die Jahre 1788 und 1798 mit Bezug auf die Stackdeichproblematik im Kontakt mit den Namen Ritter von Schönfeldt und Professor Joh. Nic. Tetens von der Kieler Universität (vgl. Grabungsbericht Seite 50) aufschlußreich.

Von beiden in Amt und Pflicht Stehenden hätte erwartet werden müssen, über die Existenz des Stackdeiches Porrenkoog während ihres Aufenthaltes in Husum zu berichten. Keiner von beiden hatte dazu die Gelegenheit, weil der Stackdeich aus der Zeit nach 1634 bereits 1767 durch den Bermedeich zugeschüttet worden ist, ein Tatbestand, der erst durch das Studium der historischen Deichprotokolle nachgewiesen werden konnte.

7. Der Sachverhalt Bollwerk Porrenkoog bleibt in den auf das Deichbaujahr 1767 folgenden Protokollen von 1788 bis zum jüngsten Protokoll der Porrenkoog-Geschichte vom 25. Febr. 1976 ungenannt.

8. Die aus der mittelalterlichen Notzeit überlieferte Methode des Stackdeichbaus hat mit der Errichtung der beiden Bermedeiche im Jahre 1767 und schließlich mit der Großbaumaßnahme 1977 ihr Ende gefunden.

9. Damit gehört der Stackdeich Porrenkoog bei Husum endgültig der Geschichte an.

Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980 (Schlußbericht eines KFKI-Projektes)

Von HORST LASSEN und WINFRIED SIEFERT

Zusammenfassung

Durch den Umfang der Arbeiten zum KFKI-Projekt „Tide und Windstau“ wurde es notwendig, die Arbeitsergebnisse in mehreren Teiluntersuchungen zu schildern. Der 1. Teil, „Örtliche und zeitliche Variation des Meeresspiegels“, ist bereits in H. 50 der „Küste“ veröffentlicht. In dem vorliegenden 2. Teil werden Aspekte zur Gezeitenbewegung in der südöstlichen Nordsee und zum säkularen Trend behandelt. Es werden Angaben zur Exaktheit und über die Zuverlässigkeit von Wasserstandsdaten getroffen und auf die Schwierigkeiten bei säkularen Trendbezeichnungen des „Meeresspiegels“ hingewiesen. Die zu diesen Vorausberechnungen verwendeten Daten sind trotz ihrer Fülle immer noch zu unvollständig, um abgesicherte Prognosen hervorzubringen.

Für den Meeresbereich des Untersuchungsgebietes fehlt über größere Zeiträume zuverlässiges und zusammenhängendes Datenmaterial der physikalischen Zustandsgrößen von Einflußfaktoren auf die Meereshöhe. Diese Faktoren können Meeresspiegelschwankungen hinsichtlich ihres zeitlichen Ablaufs ganz entscheidend beeinflussen, wobei einige Parameter zum Teil ganz überraschend auftreten und nur kurzlebige Parameter sein können. Daher ist es zur Zeit nicht möglich, einen hypothesenfreien säkularen Trend anzugeben und diesen für die Zukunft überschaubar darzustellen. Gegenwärtig zeichnet sich ein Steigen des Tidemittelwassers um 1 bis 1,5 dm/Jh ab. Aber die Frage, ob der Wasserstand in Zukunft weiter steigen wird, ist nicht mit Sicherheit zu beantworten, auch wenn Ergebnisse aus extrapolierten Zeitreihen durch statistische Tests untermauert werden.

Das Problem kann nur im Rahmen interdisziplinärer Zusammenarbeit geklärt werden. Auch sollten die unter 3.5 genannten Pegelstationen soweit ausgebaut werden, daß alle erforderlichen Daten zur sicheren Gezeitendarstellung mit der Tideaufzeichnung erfaßt werden. Von diesen Stationen am Rande des Küstenvorfeldes ist Helgoland von zentraler Bedeutung.

Die aus gewonnenen Meßdaten entwickelten und dargestellten mittleren Tideverhältnisse um 1980 in der südöstlichen Nordsee liefern gegenüber 1975/79 (SIEFERT und LASSEN, 1985) verbesserte Informationen über den Verlauf von Flutstundenlinien und Linien gleicher Tidewasserstände, weil weitere Stationen hinzukommen, so daß jetzt Daten von rd. 240 Meßstellen vorliegen. Durch die Verwendung von Hochseepegeldaten und eines nur geringfügig unsicheren Anschlusses an das deutsche Höhennetz war es möglich, den Meeresbereich in die Gezeitenbeschreibung einzubeziehen.

Summary

Due to the complexity and extensiveness of the KfKI Project "Tidal and Wind Set-Up", the results have to be reported in several papers each dealing with a specific area of the study. The first part entitled "Spatial and Temporal Water Level Variations" has already been published in Volume 50 of "Die Küste". This second paper treats aspects of the tidal motion in the southeastern North Sea and its secular trend. The accuracy and reliability of the water level information are discussed, as well as the difficulties related to the determination of the secular trend. The data base used to make this analysis is voluminous but still not complete enough to make foolproof predictions.

Reliable and simultaneous data of the physical factors affecting the water heights are missing for the seaward portion of the study area. These factors, which can also occur intermittently, can affect the time dependent pattern of the water level fluctuations. For this reason, it is not possible at this time to state the secular trend and make predictions for the future without simultaneously making certain hypotheses. There appears to be a rise in the mean tidal water level from 1 to 1.5

dm/year. One cannot however answer the question with certainty as to whether the sea level will continue to rise, even when extrapolated time series seem to confirm this trend.

This problem can only be solved through interdisciplinary cooperation. In addition, the tidal gauges discussed in section 3.5 should be modified in order to obtain all of the data necessary to describe the tides. Helgoland is the most important station located at the boundary of the study area.

The available data up to 1980 as compared with those reported for 1975/79 (Sieffert and Lassen, 1985) yield an improvement in the description of the flood tide hourly patterns and the lines of given tidal water levels. This is because additional measurement stations were used and data from approximately 240 gauges are available. It was possible to relate the data for open sea reach in the description of the tidal motion through use of open sea gauge information and a seamly reliable tie-in with the German bench mark system.

Inhalt

Zusammenfassung	85
Summary	85
1. Einleitung	86
2. Auswertung	91
3. Ergebnisse	96
3.1 Mittleres Tidemittelwasser	96
3.2 Schwierigkeiten bei der Bestimmung eines säkularen Trends	104
3.2.1 Grundlegende Gedanken	104
3.2.2 Daten	106
3.2.3 Zur Küstensenkung	109
3.3 Mittlere Tideverhältnisse um 1980	111
3.3.1 Allgemeine Übersicht	111
3.3.2 Zu den Darstellungen	116
3.3.3 Tideablauf im Küstenvorfeld und in der südöstlichen Deutschen Bucht um 1980	121
3.4 Zum großflächigen säkularen Trend	129
3.5 Weitere Hinweise	133
4. Auswahl von Säkularpegeln	134
5. Hinweise auf weitere Unterlagen, die den Verwaltungen zur Verfügung stehen	135
6. Schriftenverzeichnis	136

1. Einleitung

In der vorliegenden Arbeit geht es um die Lösung einer Reihe von Fragen zur Tidedynamik in der Deutschen Bucht, mit der wir uns wegen Vorsorgemaßnahmen im Küstenschutz künftig noch intensiver als bisher befassen müssen. Gerade gegenwärtig beginnt sich die Einsicht durchzusetzen, daß das vorhandene Wissen zum Tideablauf in der Nordsee noch weiterer Ergänzungen bedarf.

Grundlage dieser Untersuchungen sind die Berichtszeiträume 1975/79 und 1982/86 aus dem vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) geförderten KFKI-Projekt „Tide- und Windstauverhältnisse in der südöstlichen Nordsee“. Durch die Zusammenstellung und Bewertung der aus verschiedenen Zeiträumen und über ein großes Gebiet ermittelten Informationen werden differenziertere Aussagen über die Tideverhältnisse und -veränderungen im genannten Untersuchungsbereich erarbeitet, als es bislang aus Einzelbeobachtungen möglich ist.

Bei Aufstellung der Konzeption zum genannten KFKI-Projekt war es zunächst nur die Absicht, erstmals für den Zeitraum 1975/79 eine umfassende Dokumentation über den Tideablauf im Küstenvorfeld der Nordsee von der Emsmündung bis zum Hindenburgdamm

anzufertigen. Dies geschah (SIEFERT und LASSEN, 1985). Bis zu diesem Zeitraum waren die großen Fahrwasservertiefungen in Ems, Weser und Elbe, die Abdeichung der Meldorfer Bucht und der Bau des Eidersperrwerkes beendet.

Jedoch aus der Erkenntnis, daß die zwar konkrete, aber nur qualitative Einzelaussage durch das Ergebnis einer weiteren Untersuchungsperiode besser beurteilt werden kann, ist die Konsequenz gezogen worden, das vorhandene umfangreiche Datenmaterial von Wasserstandsaufzeichnungen auch für einen zweiten Zeitraum, nämlich 1982/86, auszuwerten. Das neue Vorhaben gliederte sich in folgende Teilaufgaben:

- 1) Ausdehnung des Untersuchungsbereiches 1975/79 aufgrund von Auswertungen weiterer Wasserstandsaufzeichnungen aus den 1970er Jahren im Dollart, im Jadebusen, in der Elbe von Cuxhaven bis Brunsbüttel und im angrenzenden dänischen Küstengebiet bis Esbjerg.
- 2) Erweiterung des Untersuchungsbereiches in die Nordsee hinaus durch Auswertung von Hochseepegelmessungen des DHI (1976 bis 1980) und aus dem DEBEX-Programm 1981 (WIESE, 1981) unter Einbeziehung des Pegels Helgoland.
- 3) Auswertung aller vorhandenen Pegelaufzeichnungen im Küstenbereich für den Berichtszeitraum 1982/86 einschließlich verschiedener Pegel im niederländischen Küstenbereich bis Pegel Terschelling und Plattform „K13“.
- 4) Anschauliche Beschreibung der mittleren Tideverhältnisse eines Pegelortes durch Darstellung einer mittleren Tidekurve und Bestimmung des örtlichen mittleren Tidemittelwassers (MTmw) für beide Berichtszeiträume.
- 5) Erfassung der Überlagerungen von Tide und Windstau in der südöstlichen Nordsee und den Tideästuar, um die Entwicklung und den Ablauf von Sturmfluten in diesem begrenzten Gebiet besser abschätzen und Anregungen zur Verbesserung der Sturmflutvorhersage geben zu können.
- 6) Untersuchungen zur gezielten Unterhaltung von festen Pegeln, um die heute nicht mehr vertretbare hohe Anzahl von Pegelorten zu reduzieren. Dafür sollte jedoch ein häufiger Wechsel mobiler Pegel stattfinden, um die Tidecharakteristik in bestimmten Küstenbereichen und bei besonderen Naturereignissen weiter zu verbessern. Die Einbeziehung dieser örtlichen Ergebnisse in das allgemeine Tidegeschehen durch Regressionsgleichungen mit vorhandenen Bezugspegeln wird dabei vorausgesetzt.
- 7) Bewertung und Zusammenstellung der aus den verschiedenen Zeiträumen ermittelten Informationen zu einer Gesamtdarstellung des Tideablaufs in der südöstlichen Nordsee unter Einbeziehung des Tidemittelwassers.

Die Erweiterung des Untersuchungsgebietes in die Nordsee und in den niederländischen und dänischen Küstenbereich ist erforderlich, um einmal die östliche Amphidromie der Nordsee weitgehend zu erfassen, zum anderen für allgemeine Tideaussagen über den gesamten Wattkomplex und zum grundsätzlichen Verständnis der Tideabläufe. Damit werden erstmals die Tideverhältnisse im gesamten deutschen Küstenvorfeld nach Messungen dokumentiert.

Im Zusammenhang mit dem Forschungsvorhaben wurden Informationen von insgesamt 240 Pegelorten für die Berichtszeiträume 1975/79 und 1982/86 – 45 % der Pegel sind in beiden Zeiträumen gemeinsam – aufbereitet und analysiert (Abb. 1 und Tab. 1).

Folgende Dienststellen des Bundes, der Länder sowie weitere Institutionen stellten die Unterlagen wie Wasserstandslisten und Pegelregistrierungen dankenswerterweise zur Verfügung:

- Wasser- und Schiffsamt Tönning
- Wasser- und Schiffsamt Cuxhaven
- Wasser- und Schiffsamt Bremerhaven
- Wasser- und Schiffsamt Wilhelmshaven

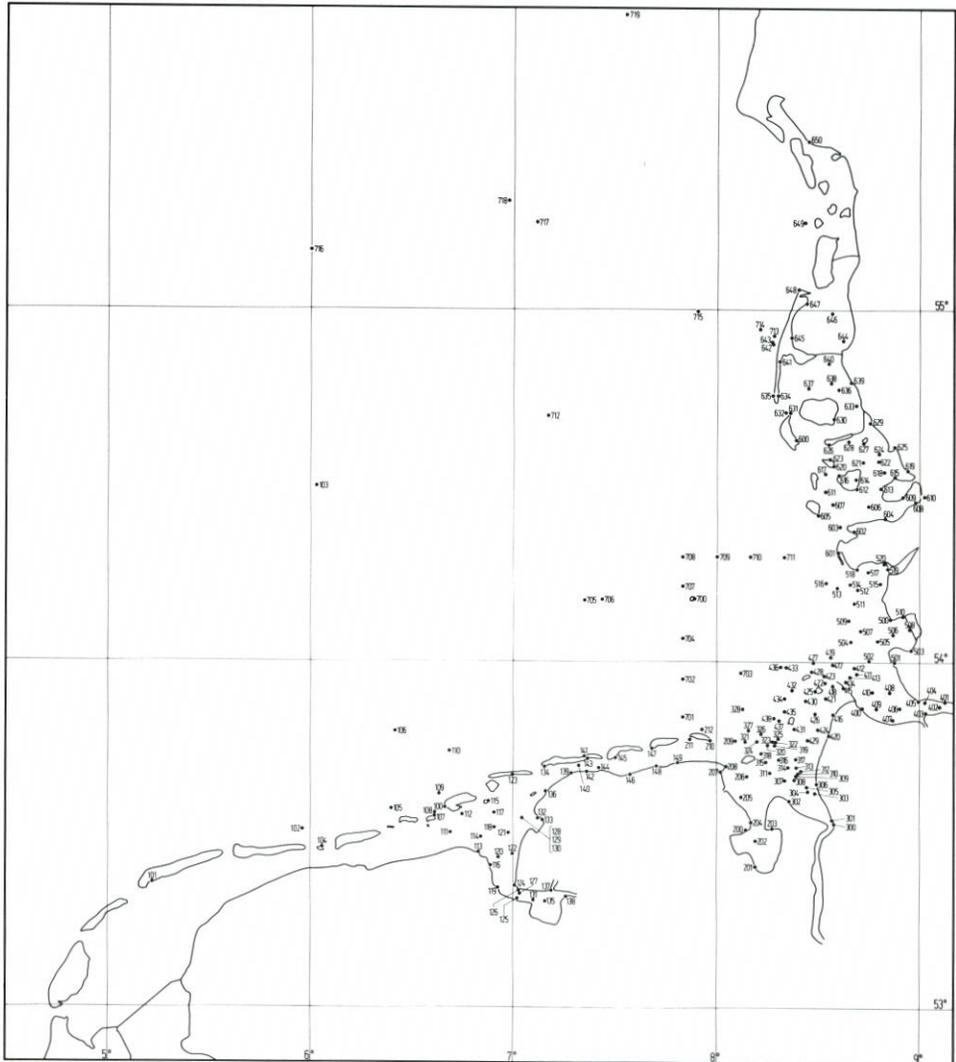


Abb. 1. Übersichtsplan der untersuchten Pegel

- Wasser- und Schiffsamt Emden
- Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum
- Amt für Land- und Wasserwirtschaft Heide
- Staatliches Amt für Wasser und Abfall Stade
- Staatliches Amt für Wasser und Abfall Brake
- Staatliches Amt für Wasser und Abfall Aurich
- Niedersächsisches Landesamt für Wasser und Abfall
- Forschungsstelle Küste, Norderney
- Staatliches Amt für Insel- und Küstenschutz Norden
- Niedersächsisches Hafenamts Norden
- Strom- und Hafenbau Hamburg

Tabelle 1. Verzeichnis der Pegel

100	BORKUM-Südstrand	207	Wangersiel	420	Spieka Neufeld
101	West-Terschelling	208	Schilling	421	Duhner Watt
102	Wierumergronden	209	L. T. Mellumplate	422	Kleiner Vogelsand
103	79411=79406=79414	210	Wangerooge O	423	Mittelgrund W
104	Engelsmanplaat N	211	Wangerooge W	424	Spieker Watt
105	Huibertgat	212	Wangerooge N	425	Neuwerk
106	78401=78404			426	Sahlenburger Tief
107	Horsborngat '86 =Rottumeroog NO	300	BREMERHAVEN-Doppel- schleuse	427	L. T. Gr. Vogelsand
108	Horsborngat '85	301	Bremerhaven.	428	Scharhörn=Radarbake „C“
109	Hogrif		Alter Leuchtturm	429	Dorumer Watt
110	76402=76406	302	Fedderwarder Siel	430	Kleinwatt
111	Oude Wester Eems	303	Imsum	431	Knechtsand O
112	Borkum-Fischerbalje	304	Wremer Loch	432	Unterer Wittsand
113	Eemshaven	305	Robbensüdsteert	433	Scharhörnriff
114	Emshoern	306	Wremer Tief	434	Westertill
115	Luetje Hoern	307	Fedderwarder Priel	435	Knechtsand
116	Bocht van Watum N	308	Langluetjen	436	Radarbake „A“
117	Westerbalje	309	Robbenplate W	437	Knechtsand W
118	Randzel SO	310	Robbenplate O	438	Robinsbalje
119	Paap	311	Kaiserbalje	500	BÜSUM
120	Dukegat	312	Schmarrener Loch	501	Friedrichskoog-Hafen
121	Pilsumer Watt	313	Robbenplate	502	Putengatt
122	Manslagter Nacken	314	Robbennordsteert	503	Deichsiel Sommerkoog Steertloch
123	Juist, Hafen	315	Hohe Weg	504	Trischen W
124	Rysum	316	Dwarsgat	505	Flackstrom
125	Oterdum	317	Meyers Legde	506	Sommerkoog Steertloch W
126	Knock A. P.	318	Hohe Weg N	507	Bielshöven Loch
127	Knock	319	Tegeler Plate S	508	Helmsander Koog A. P.
128	Leybucht, Leyhoern	320	Tegeler Plate W	509	Tertius-Süderpiep
129	Leybucht	321	Mellumplate	510	Wöhrdener Loch
130	Greetsieler Nackenlegde	322	Eversandloch	511	Blauort
131	Reide	323	Tegeler Plate O	512	Wesselburener Loch
132	Buscher Heller	324	Tegeler Plate '86	513	Isern Hinnerk
133	Leybucht siel A. P.	325	Eversand	514	Linnenplate
134	Norderney Riffgat	326	Tegeler Plate N	515	Heringsand
135	Dollard N	327	Tegeler Plate '71	516	Außeneider
136	Norddeich	328	L. T. Alte Weser	517	Doves Loch
137	Emden, Neue Seeschleuse			518	Süderhöft
138	Pogum			519	Eidersperrwerk A. P.
139	Hilgenriedersiel	400	CUXHAVEN-Steubenhöft	520	Legden
140	Norderneyer Watt	401	Brunsbüttel		
141	Wichter Ee	402	Balje	600	WITTDÜN
142	Nessmersiel	403	Osteriff	601	St. Peter W
143	Baltrum	404	Neufeld-Reede O	602	Adamsiel
144	Baltrumer Watt	405	Neufelder Rinne	603	Kolumbusloch
145	Langeoog	406	Medem-Reede O	604	Everschopsiel
146	Bensersiel	407	Otterndorf	605	Süderoogsand
147	Spiekeroog	408	Bullenloch	606	Südfall
148	Neuharlingersiel	409	Medem-Reede W	607	Süderoog Hever
149	Harlesiel	410	Spitzsand	608	Finkhaushallig
		411	Hakensand	609	Nordstrand Süderhafen
200	WILHELMSHAVEN.	412	Diekmannsloch O	610	Husum
	Alter Vorhafen	413	Zehnerloch = Radarbake „W“	611	Stegel
201	Vareler Schleuse	414	Mittelgrund	612	Ochsensand
202	L. T. Arngast	415	Buchtloch	613	Struklahnungshörn
203	Eckwardersiel	416	Arensch	614	Pellworm
204	Oelpier	417	Gelbsand = Radarbake „X“	615	Holmer Siel
205	Voslapp	418	Eitzensand	616	Pellworm, Hoogerfähre
206	Hooksielplate	419	Elbsand Norderelbe		

Tabelle 1 (Fortsetzung)

617	Norderoog	636	Föhrer Ley S	703	79413
618	Nordstrandischmoor	637	Hörnuntief	704	Helgoland S
619	Arlau Schleuse	638	Föhrer Ley N	705	78400
620	Hooge, Landsende	639	Südwesthörn	706	79412=78405=78406=79404 =79405
621	Rummelloch O	640	Osterley	707	Helgoland NW
622	Butterloch	641	Rantumdam	708	Helgoland N
623	Hooge, Anleger	642	Westerland	709	Steingrund NW
624	Strand	643	Westerland, Meßpfahl	710	Steingrund NO
625	Bordelumer Außensiel	644	Rickelsbüll Koog A. P.	711	Süderhever
626	Langeneß, Hilligenley	645	Munkmarsch	712	Forschungsplattform „Nordsee“
627	Gröde	646	Jordsand	713	79407
628	Langeneß, Neuwarft	647	List	714	79409
629	Schlüttsiel	648	List W	715	77406=78403=78402=77407
630	Wyk/Föhr	649	Korresand	716	78408=79410
631	Amrum-Odde '77	650	Esbjerg	717	81401
632	Amrum-Odde '85			718	81400
633	Dagebüll	700	HELGOLAND	719	77409
634	Hörnum	701	Jade/Tonne 7		
635	Hörnum W	702	Schlüsseltonne		

Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg*

Rijkswaterstaat

Kystinspektoratet Lemvig

Reederei Forschungsschiffahrt Bremen

Die Projektgruppe hatte folgende Mitglieder, denen für ihr Interesse und ihr Engagement zu danken ist:

RD Dipl.-Oz. ANNUTSCH	Deutsches Hydrographisches Institut, Hamburg
BD Dipl.-Ing. BLIESENER	Wasserwirtschaftsamt Bremen
BD Dipl.-Ing. DIETZE	Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest, Aurich
BD Dr.-Ing. KUNZ	Niedersächsisches Landesamt für Wasser und Abfall,
ab Januar 1988	Forschungsstelle Küste, Norderney
BOR Dipl.-Ing. PAUL	Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz
ab Januar 1988	
RD Dipl.-Meteor. SCHMIDT	Seewetteramt Hamburg
BD Dr.-Ing. STRÖHMER	Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz
bis Ende 1987	
LBD Dipl.-Ing. WÖBKEN	Staatliches Amt für Wasser und Abfall, Brake
bis Ende 1987	
Prof. Dr.-Ing. SIEFERT	Strom- und Hafengebäudeamt Hamburg, Cuxhaven
(Obmann)	
Dipl.-Ing. LASSEN	Strom- und Hafengebäudeamt Hamburg, Cuxhaven
(ständiger Mitarbeiter)	

Besonders hervorzuheben ist die vertrauensvolle und fruchtbare Zusammenarbeit mit Herrn Annutsch.

* Seit dem 1. 7. 90 Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie

2. Auswertung

Um die einheitliche Vorgehensweise bei Auswertung beider Untersuchungszeiträume im Hinblick auf die Zielsetzung zur Bestimmung des Tidegeschehens zu gewährleisten, wurden die entwickelten Ableitungen und Dimensionierungen von 1975/79 zu den Punkten

- Grundlage der Bearbeitung
- Bezugs- und Anschlußpegel
- Berechnung der MTnw- und MThw-Höhen
- Konfidenzintervall für den Mittelwert
- Berechnung der Flut- und Ebbedauern

auch für den Berichtszeitraum 1982/86 übernommen. Sie können in ihren Einzelheiten bei SIEFERT und LASSEN (1985, S. 8 bis 18) nachgelesen werden.

Die Vorgehensweise zur Entwicklung der mittleren Tidekurve bis zur Bestimmung der für den Kurvenverlauf benötigten 25 Stützpunkte (halbstündliche Gezeitenordinaten) ist die gleiche wie 1975/79, also Auswahl der Tiden, Festlegung von MTnw, MThw, T_F und T_E und Einteilung der Flut- und Ebbeäste zur Bestimmung der Stützpunkthöhen. Jedoch die Darstellung der Kurvenform ist durch die Verwendung der graphischen Datenverarbeitung – gegenüber der manuellen Zeichenmethode für 1975/79 – in der Genauigkeit verbessert worden. Über die 25 Stützpunkte werden mit Hilfe von Spline-Funktionen* 281 Punkte zur Wiedergabe der mittleren Tidekurve eingerechnet. Um die mittleren Tideverhältnisse anschaulich wiederzugeben, müssen die Mittelwerte halbstündlicher Gezeitenordinaten mit mm-Angaben in den Rechengang eingeführt werden, weil der Plotter auf 0,02 mm in der Darstellung reagiert, d.h. beim verwendeten Abbildungsmaßstab 1:20 auf 0,4 mm in der Natur. Nicht begründete Formveränderungen des Kurvenverlaufs können einmal an dem nicht exakten Mittelwert einer Stützpunkthöhe liegen und zum anderen an der nicht genügenden Anzahl vorhandener Tiden (< 20), die näherungsweise dem MTnw und MThw entsprechen. Die Qualitätsverbesserung in der Abbildung der Tidekurven gegen 1975/79 gab Veranlassung, alle mittleren Tidekurven aus dieser Zeit neu zu überarbeiten und zu plotten. So wurden insgesamt 395 mittlere Tidekurven produziert (Abb. 2 zeigt interessante Beispiele).

In Ergänzung zu den bei SIEFERT und LASSEN (1985) abgebildeten mittleren Tidekurven werden noch einige weitere interessante Beispiele in den Abb. 2a bis 2m gezeigt. Da die Kurven nicht komplett veröffentlicht werden können, ist der Hinweis angebracht, daß sie selbstverständlich über das KFKI jedem Benutzer zur Verfügung gestellt werden.

Abb. 2a und 2b zeigen die normalen mittleren Tideverhältnisse um Borkum für 1975/79 und 1982/86. Beide mittlere Tidekurven, die für Borkum-Südstrand 1975/79 und die für Borkum-Fischerbalje 1982/86, bilden die Grundlage zur Darstellung von Tidephasenbildern in der südöstlichen Nordsee mit Linien gleicher Wasserstände. Beide Kurven haben einen glatten Verlauf und bei beiden ist $T_F < T_E$.

Abb. 2c gibt die mittlere Tidekurve 1982/86 des Pegels Juist-Hafen wieder. Flut- und Ebbeast haben kennzeichnende Unregelmäßigkeiten, die bei Tidebewegungen in Prielsystemen mit deren Füll- und Entleerungsvorgängen großer Wattflächen zusammenhängen. Daher sind auch die Tideeintrittszeiten gegen die umliegenden Pegel verzerrt und konnten in der weiteren Bearbeitung nicht berücksichtigt werden.

Abb. 2d und 2e vermitteln eine Vorstellung über die mittleren Tideverhältnisse in der Jade bei Wilhelmshaven um 1856 und für 1982/86. Für 1856 fehlt jeglicher Höhenbezug.

* Für die Bereitstellung von Spline-Funktions-Programmen sei Herrn KÖVES (WSA Cuxhaven) herzlich gedankt

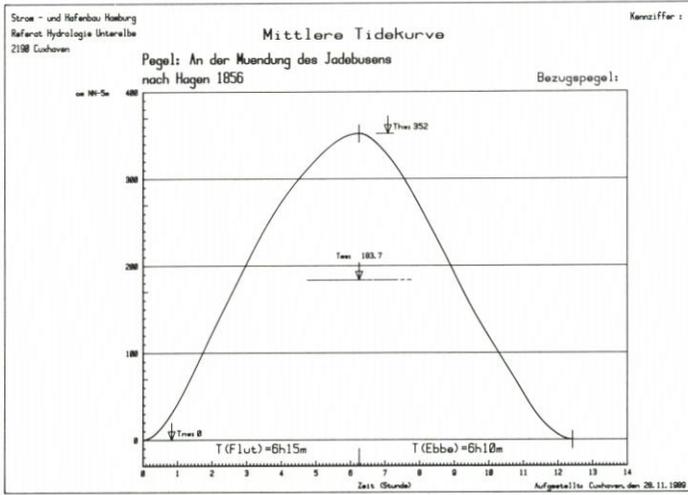


Abb. 2d

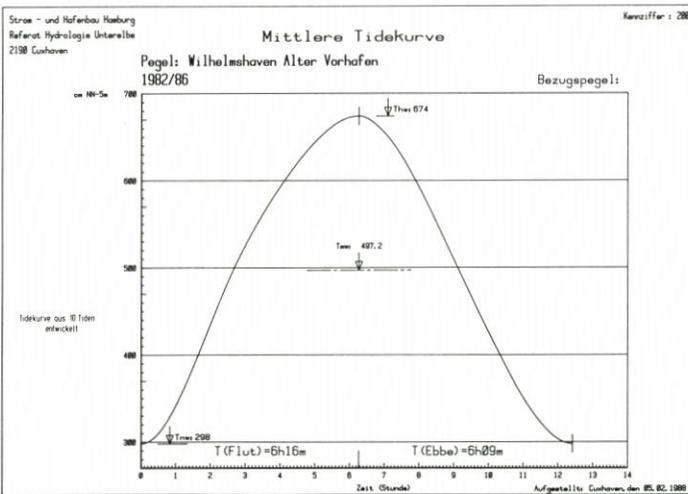


Abb. 2e

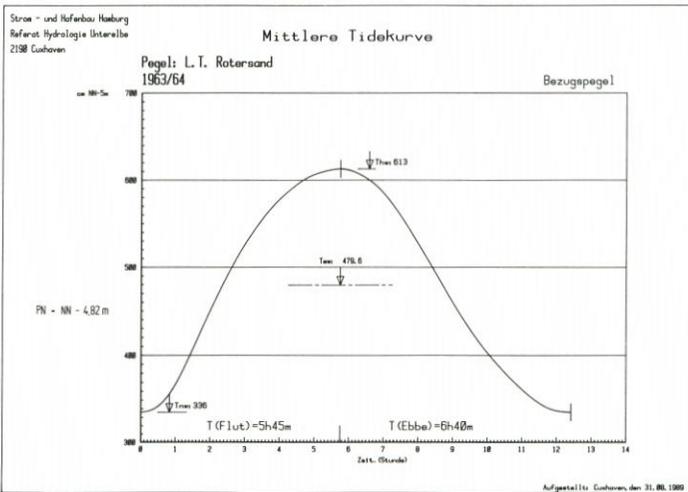


Abb. 2f

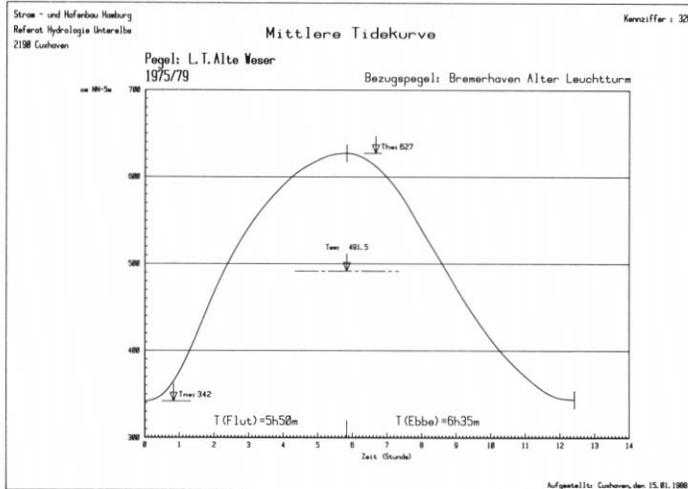


Abb. 2g

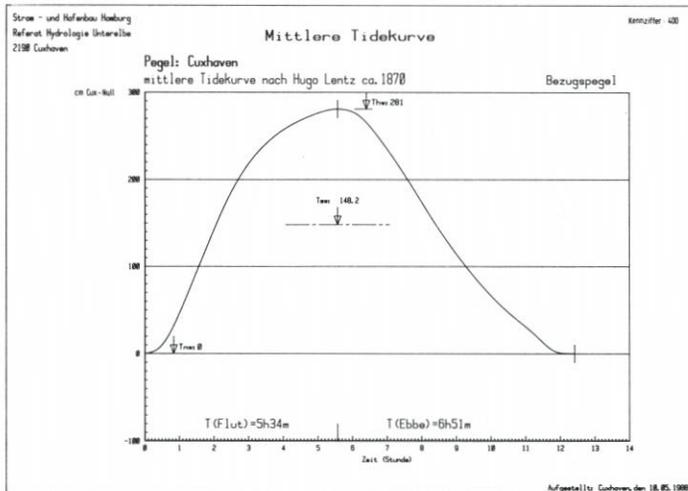


Abb. 2h

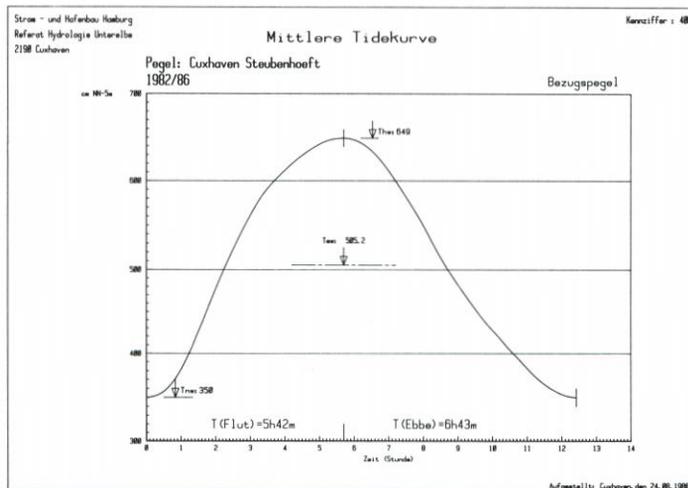


Abb. 2i

Daher werden beide Kurven über das Tidemittelwasser (nächstes Kapitel) betrachtet. Im Verlauf von 130 Jahren hat der MThb um 22 cm zugenommen, wobei das MThw 1982/86 um 8 cm höher und das MTnw 1982/86 um 14 cm tiefer liegt als 1856. Flut- und Ebbedauern sind in dem gesamten Zeitraum fast identisch. Die Kurven haben einen glatten Verlauf. Hinsichtlich der Genauigkeit der Kurve von 1856 ist dennoch Vorsicht geboten.

Abb. 2f und 2g zeigen die mittleren Tideverhältnisse in der Außenweser beim LT Roter Sand 1963/64 und bei LT Alte Weser 1975/79. Unter Einbeziehung des Tidemittelwassers ergibt sich, daß das bisherige PN LT Roter Sand ~ 13 cm zu tief liegt. Während das MThw bei beiden Leuchttürmen fast gleich hoch über MTmw liegt, ist das MTnw beim LT Alte Weser tiefer als bei LT Roter Sand. Beide Tidekurven haben einen glatten Verlauf und sind sich sehr ähnlich. T_F und T_E differieren zwischen beiden Orten um 5 m, wobei T_F immer $< T_E$ ist.

Abb. 2h und 2i enthalten die mittleren Tidekurven von Cuxhaven um 1870 und von 1982/86. Beide Kurven weisen keine besonderen Eigentümlichkeiten auf. Da es für 1870 keinen exakten Höhenbezug gibt, werden auch hier beide Kurven über das Tidemittelwasser verglichen. Der Tidehub vergrößerte sich in den Jahren um 18 cm, wobei sich das MThw um 11 cm erhöhte, das MTnw um 7 cm erniedrigte. Das Verhältnis T_F/T_E änderte sich um 3 %, wobei T_F immer $< T_E$.

Abb. 2k beschreibt die mittleren Tideverhältnisse für 1982/86 im freien Meer um Helgoland. Auch hier ist $T_F < T_E$. Die Kurve hat einen glatten Verlauf. Höhenbezug ist NN (LASSEN, 1989).

Abb. 2l zeigt die mittlere Tide im Nordseebereich bei der Forschungsplattform Nordsee. MThb nimmt im Vergleich zur Küste weiter ab und beträgt hier nur noch 124 cm. $T_F < T_E$.

Abb. 2m beschreibt die Gezeitenverhältnisse südlich des amphidromischen Zentrums der M_2 -Gezeit. Hier ist ein kleiner Thb von ~ 30 cm vorhanden. $T_F > T_E$.

3. Ergebnisse

3.1 Mittleres Tidemittelwasser

Zur Verfolgung küstendynamischer Prozesse ist gegenüber dem Berichtszeitraum ein weiterer Parameter, das mittlere Tidemittelwasser (MTmw) nach DIN 4049 1. Teil, als örtliche Bezugsgröße für Wasserstandsbetrachtungen in das Programm 1982/86 aufgenommen worden. Im engeren Sinne entspricht das MTmw der internationalen Bezugsebene für ozeanographische Gezeitenbewegungen, dem mittleren Meeresspiegel (MSL = mean sea level). Beide, MSL wie auch MTmw, beziehen sich auf die gleiche Beschreibung eines bestimmten mittleren Wasserstandes – der waagerechten Schwerelinie einer Tidekurve –, verwenden jedoch voneinander abweichende Berechnungsmethoden, die aber die gleiche kennzeichnende Größe, die umschriebene Fläche einer Tidekurve in einem bestimmten Zeitraum, beinhalten. Bezüglich der erreichbaren Genauigkeit erweisen sich beide Methoden im Vergleich der Ergebnisse als gleichwertig (LASSEN, 1989).

Das MTmw wird durch die Integration der mittleren Tidekurve über die bereits genannten 281 Stützpunkte der Kurvenform berechnet zu

$$MTmw = \frac{1}{T} \int_0^T \eta(t) dt$$

mit T = Tidedauer; η = Wasserstand

Der Ermittlung des MTmw aus mittleren Tidekurven wird im Gegensatz zur internationalen MSL-Berechnungsmethode aus zeitlich gleichabständigen, oft stündlichen Wasserständen einer längeren, mindestens einjährigen Reihe der Vorzug gegeben, einmal um die damit verbundene enorme Datenabhängigkeit (Abspeichern) zu vermeiden, zum anderen, weil für viele Pegel im Küstenvorfeld ohnehin keine jährlich geschlossenen Beobachtungsreihen vorliegen.

Bei Betrachtung von Meeresspiegeländerungen ist das MTmw gegenüber dem MThw, MTnw oder MThb der aussagekräftigere Parameter, der zu verbesserten Kenntnissen im Tidegeschehen führt, da die Form der mittleren Tidekurve in den Rechengang mit einfließt.

So sind nicht erfaßte Tideveränderungen, z. B. durch Standortwechsel des Pegels, Pegelsackungen sowie Unstimmigkeiten im Höhenanschluß zum NN (PN)-Horizont bei Benutzung der MTmw-Bezugsebene ohne Bedeutung.

Das Problem der schwankenden MTmw-Höhen, hervorgerufen durch unterschiedliche meteorologische Einflüsse auf die Wasserstandsentwicklung im astronomischen und im gewässerkundlichen Jahr, kann durch Vergleiche zur MTmw-Basis bzw. durch Zurückführung auf die MTmw-Bezugsebene vermieden werden. Die ungleiche Verlagerung der Wassermassen in der Küstenzone verursacht außerdem noch divergierende Relativbewegungen der jährlichen MTmw und führt zu reviertypischen Abweichungen, wie die Differenzen der regionalen Mittel von 1982/86 zur Zeitreihe 1975/79 in der folgenden Tabelle zeigen:

Δ MTmw	
1982/86 gegenüber 1975/79	
Bereich Ems-Jade	+ 3 cm
Bereich Weser-Elbe	+ 7 cm
Bereich Büsum-List	+ 9 cm

Die Abstände der MThw und MTnw vom MTmw sind für die Berichtszeiträume 1975/79 und 1982/86 in der südöstlichen Nordsee ohne zeitliche Änderung. Aus den zusammengefaßten relativen Ergebnissen dieser Jahre sind die entsprechenden Isohypsen für den Zeitabschnitt 1975/1986 entwickelt und bei LASSEN (1989) dargestellt (seine Abb. 3 und 4). Die Linienstruktur dieser Karten zeigt den Zusammenhang für die gleichmäßige Zunahme der Differenzen vom amphidromischen Zentrum bis etwa zur Grenze des Küstenvorfeldes, um dann einen durch die Topographie des Meeresbodens bedingten abweichenden regionalen Verlauf zu nehmen. Diese Erscheinung ist typisch für alle Gezeiten: in der Küstenregion verformt sich die Tide.

In der Darstellung der MTmw-Isohypsen – bezogen auf NN – bei LASSEN (1989) an Hand der gemittelten Ergebnisse von 1975/79 und 1982/86, jedoch unter Berücksichtigung zonaler Schwankungen, gibt der Kurvenverlauf einen Überblick über den MTmw-Anstieg vom offenen Meer mit einer leichten Krümmung zur Küste hin. Die Mittelwerte von Abb. 3 stellen den Zustand 1975/1986 dar und demonstrieren, daß es im Küstenvorfeld keine präzise Festlegung der MTmw-Isohypsen geben kann, sondern daß der jährliche Kurvenverlauf durch den Einfluß der Meteorologie auf die Wasseroberfläche beeinflusst wird und somit nur für den betrachteten Zeitraum Gültigkeit hat.

Aus den Details dieser Informationen und denen der mittleren Tidekurvenform von Hochseepiegel 81400 (718)* und 81401 (719) ist zu vermuten, daß es im Umfeld des

* Die dreistelligen Nummern beziehen sich auf Abb. 1 und Tab. 1 und 2



Abb. 3. Linien gleicher MTmw (bezogen auf NN, Lassen, 1989)

amphidromischen Zentrums der M_2 -Gezeit und im Zentrum selbst keinen Punkt mit $M_{Thb} = \pm 0$ geben kann. Tatsächlich verbleibt in der Natur ein gewisser Tidehub um 30 cm.

Aus den genauen Kenntnissen der Wasserstände von der Küste seawärts ergibt sich, daß MTmw als Bezugsfläche nicht parallel zu NN liegt. Wie schon erwähnt, weicht MTmw im Küstenvorfeld mit einer leichten Krümmung von der idealen Bezugsfläche ab, um etwa bei Helgoland das Geoid asymptotisch im Niveau des mittleren Meeresspiegels (MSL) mit einer Höhe von 4,92 m PN (PN = NN-5 m) für den Zeitraum 1975/86 zu erreichen, und entspricht damit aller Wahrscheinlichkeit nach dem mittleren Niveau der Nordsee in diesem Zeitraum. Daher wird diese Höhe den weiteren Gezeitenanalysen in dieser Arbeit für die südöstliche Nordsee zugrunde gelegt.

Ein Ziel der Überlegungen war es eigentlich, diese MSL-Höhe mit einer durch Satelliten-

Tabelle 2. Koordinaten der Pegelstandorte

	Name der Pegels	Geographische Koordinaten		
		Breite	Länge	
		° ' "	° ' "	
100	BORKUM-Südstrand	53 34 44 N	06 39 47 E	100
101	West-Terschelling	53 21 51 N	05 13 14 E	101
102	Wierumergronden	53 30 59 N	05 57 34 E	102
103	79411 = 79406 = 79414	54 30 00 N	06 01 42 E	103
104	Engelsmanplaat N	53 27 52 N	06 03 26 E	104
105	Huibergat	53 34 31 N	06 23 56 E	105
106	78401 = 78404	53 48 00 N	06 25 00 E	106
107	Horsborngat '86 = Rottumeroog NO	53 33 20 N	06 36 40 E	107
108	Horsborngat '85	53 33 55 N	06 36 46 E	108
109	Hogrif	53 37 10 N	06 38 05 E	109
110	76402 = 76406	53 44 30 N	06 41 06 E	110
111	Oude Wester Eems	53 30 20 N	06 41 20 E	111
112	Borkum-Fischerbalje	53 33 32 N	06 44 55 E	112
113	Eemshaven	53 27 00 N	06 49 42 E	113
114	Emshörn	53 29 42 N	06 50 31 E	114
115	Lütje Hörn	53 35 52 N	06 52 40 E	115
116	Bocht van Watum N	53 24 48 N	06 53 20 E	116
117	Westerbalje	53 33 49 N	06 54 17 E	117
118	Randzel SO	53 31 19 N	06 54 25 E	118
119	Paap	53 20 47 N	06 55 26 E	119
120	Dukegat	53 26 07 N	06 55 37 E	120
121	Pilsumer Watt	53 30 21 N	06 58 32 E	121
122	Manslagter Nacken	53 26 39 N	06 59 47 E	122
123	Juist, Hafen	53 40 32 N	06 59 48 E	123
124	Rysum	53 21 13 N	07 00 27 E	124
125	Oterdum	53 18 52 N	07 01 13 E	125
126	Knock A. P.	53 20 19 N	07 01 38 E	126
127	Knock	53 19 43 N	07 01 53 E	127
128	Leybucht, Leyhörn	53 32 56 N	07 02 25 E	128
129	Leybucht	53 32 57 N	07 02 28 E	129
130	Greetsieler Nackenlegde	53 32 59 N	07 02 40 E	130
131	Reide	53 18 37 N	07 05 55 E	131
132	Buscher Heller	53 32 57 N	07 07 11 E	132
133	Leybuchtsiel A. P.	53 32 36 N	07 08 36 E	133
134	Norderney Riffgat	53 41 53 N	07 09 18 E	134
135	Dollard N	53 18 25 N	07 09 19 E	135
136	Norddeich	53 37 33 N	07 09 32 E	136
137	Emden, Neue Seeschleuse	53 20 18 N	07 11 13 E	137
138	Pogum	53 19 20 N	07 15 36 E	138
139	Hilgenriedersiel	53 40 42 N	07 17 09 E	139
140	Norderneyer Watt	53 42 03 N	07 19 17 E	140
141	Wichter Ee	53 43 34 N	07 20 58 E	141
142	Neßmersiel	53 41 04 N	07 21 42 E	142
143	Baltrum	53 43 26 N	07 21 50 E	143
144	Baltrumer Watt	53 41 44 N	07 25 16 E	144
145	Langeoog	53 43 29 N	07 30 09 E	145
146	Bensersiel	53 40 33 N	07 34 33 E	146
147	Spiekeroog	53 45 05 N	07 40 58 E	147
148	Neuharlingersiel	53 42 04 N	07 42 15 E	148
149	Harlesiel	53 42 35 N	07 48 35 E	149

Tabelle 2 (Fortsetzung)

	Name der Pegels	Geographische Koordinaten				
		Breite		Länge		
		°	' "	°	' "	
200	WILHELMSHAVEN, Alter Vorhafen	53	30 58 N	08	08 46 E	200
201	Vareler Schleuse	53	24 38 N	08	11 26 E	201
202	L. T. Arngast	53	29 04 N	08	11 31 E	202
203	Eckwardersiel	53	31 20 N	08	16 34 E	203
204	Ölpier	53	33 37 N	08	10 06 E	204
205	Voslapp	53	36 43 N	08	07 19 E	205
206	Hooksielplate	53	40 15 N	08	08 59 E	206
207	Wangersiel	53	41 06 N	08	01 16 E	207
208	Schilling	53	41 59 N	08	02 54 E	208
209	L. T. Mellumplate	53	46 24 N	08	05 38 E	209
210	Wangerooge O	53	46 25 N	07	58 09 E	210
211	Wangerooge W	53	46 41 N	07	52 09 E	211
212	Wangerooge N	53	48 22 N	07	55 45 E	212
300	BREMERHAVEN – Doppelschleuse	53	32 04 N	08	34 44 E	300
301	Bremerhaven, Alter Leuchtturm	53	32 47 N	08	34 09 E	301
302	Fedderwarder Siel	53	36 02 N	08	21 33 E	302
303	Imsum	53	37 24 N	08	29 05 E	303
304	Wremer Loch	53	37 42 N	08	27 06 E	304
305	Robbensüdsteert	53	38 29 N	08	26 46 E	305
306	Wremer Tief	53	39 01 N	08	29 46 E	306
307	Fedderwarder Priel	53	39 37 N	08	20 06 E	307
308	Langluetjen	53	39 40 N	08	23 01 E	308
309	Robbenplate W	53	40 27 N	08	23 34 E	309
310	Robbenplate O	53	40 49 N	08	24 11 E	310
311	Kaiserbalje	53	40 55 N	08	15 48 E	311
312	Schmarrener Loch	53	41 12 N	08	25 01 E	312
313	Robbenplate	53	41 50 N	08	23 35 E	313
314	Robbennordsteert	53	41 50 N	08	21 13 E	314
315	Hohe Weg	53	42 50 N	08	14 39 E	315
316	Dwarsgat	53	43 13 N	08	18 31 E	316
317	Meyers Legde	53	43 20 N	08	23 30 E	317
318	Hohe Weg N	53	44 15 N	08	13 15 E	318
319	Tegeler Plate S	53	45 36 N	08	17 15 E	319
320	Tegeler Plate W	53	45 45 N	08	15 10 E	320
321	Mellumplate	53	46 17 N	08	08 36 E	321
322	Eversandloch	53	46 17 N	08	17 34 E	322
323	Tegeler Plate O	53	46 20 N	08	16 40 E	323
324	Tegeler Plate '86	53	46 21 N	08	12 04 E	324
325	Eversand	53	46 50 N	08	18 20 E	325
326	Tegeler Plate N	53	47 36 N	08	13 12 E	326
327	Tegeler Plate '71	53	48 12 N	08	09 29 E	327
328	L. T. Alte Weser	53	51 54 N	08	07 43 E	328
400	CUXHAVEN – Steubenhöft	53	52 05 N	08	43 10 E	400
401	Brunsbüttel	53	53 18 N	09	07 37 E	401
402	Balje	53	52 23 N	09	05 59 E	402
403	Osteriff	53	51 20 N	09	01 51 E	403
404	Neufeld-Reede O	53	53 09 N	09	01 46 E	404
405	Neufelder Rinne	53	53 22 N	08	59 48 E	405
406	Medem-Reede O	53	52 06 N	08	54 13 E	406

Tabelle 2 (Fortsetzung)

	Name der Pegels	Geographische Koordinaten		
		Breite	Länge	
		° ' "	° ' "	
407	Otterndorf	53 50 10 N	08 52 11 E	407
408	Bullenloch	53 54 50 N	08 51 11 E	408
409	Medem-Reede W	53 52 03 N	08 47 19 E	409
410	Spitzsand	53 54 52 N	08 46 09 E	410
411	Hakensand	53 57 59 N	08 41 26 E	411
412	Diekmannsloch O	53 59 01 N	08 40 49 E	412
413	Zehnerloch=Radarbake „W“	53 57 26 N	08 39 33 E	413
414	Mittelgrund	53 56 38 N	08 38 13 E	414
415	Buchtloch	53 55 33 N	08 37 28 E	415
416	Arensch	53 51 00 N	08 34 28 E	416
417	Geldsand=Radarbake „X“	53 59 34 N	08 34 25 E	417
418	Eitzensand	53 55 55 N	08 34 24 E	418
419	Gelbsand Norderelbe	54 00 50 N	08 33 52 E	419
420	Spieka Neufeld	53 47 23 N	08 33 15 E	420
421	Duhner Watt	53 53 45 N	08 32 15 E	421
422	Kleiner Vogelsand	53 56 25 N	08 32 08 E	422
423	Mittelgrund W	53 57 37 N	08 31 53 E	423
424	Spiekaer Watt	53 48 26 N	08 29 57 E	424
425	Neuwerk	53 55 00 N	08 29 13 E	425
426	Sahlenburger Tief	53 51 08 N	08 29 06 E	426
427	L. T. Gr. Vogelsand	53 59 50 N	08 28 40 E	427
428	Scharhörn=Radarbake „C“	53 58 18 N	08 28 09 E	428
429	Dorumer Watt	53 46 41 N	08 26 57 E	429
430	Kleinwatt	53 53 23 N	08 26 18 E	430
431	Knechtsand O	53 48 33 N	08 23 05 E	431
432	Unterer Wittsand	53 55 10 N	08 22 19 E	432
433	Scharhörnriff	53 59 05 N	08 20 36 E	433
434	Westertill	53 53 46 N	08 20 07 E	434
435	Knechtsand	53 51 37 N	08 20 06 E	435
436	Radarbake „A“	53 59 10 N	08 18 58 E	436
437	Knechtsand W	53 49 59 N	08 18 28 E	437
438	Robinsbalje	53 50 25 N	08 17 00 E	438
500	BÜSUM	54 07 17 N	08 51 25 E	500
501	Friedrichskoog-Hafen	54 00 04 N	08 52 35 E	501
502	Putengatt	54 00 13 N	08 45 03 E	502
503	Deichsiel Sommerkoog Steertloch	54 02 08 N	08 57 35 E	503
504	Trischen W	54 03 30 N	08 39 44 E	504
505	Flackstrom	54 03 41 N	08 47 34 E	505
506	Sommerkoog Steertloch W	54 04 47 N	08 52 09 E	506
507	Bielshöven Loch	54 05 27 N	08 42 33 E	507
508	Helmsander Koog A. P.	54 05 38 N	08 57 05 E	508
509	Tertius-Süderpiep	54 07 12 N	08 39 03 E	509
510	Wöhrdener Loch	54 07 50 N	08 55 10 E	510
511	Blauort	54 10 07 N	08 40 45 E	511
512	Wesselburener Loch	54 12 29 N	08 41 43 E	512
513	Isern Hinnerk	54 12 47 N	08 35 39 E	513
514	Linnenplate	54 13 25 N	08 39 31 E	514
515	Heringsand	54 13 33 N	08 48 27 E	515
516	Außeneider	54 13 34 N	08 32 24 E	516
517	Doves Loch	54 15 31 N	08 44 43 E	517

Tabelle 2 (Fortsetzung)

	Name der Pegels	Geographische Koordinaten		
		Breite ° ' "	Länge ° ' "	
518	Süderhöft	54 15 57 N	08 41 33 E	518
519	Eidersperrwerk A. P.	54 16 03 N	08 50 34 E	519
520	Legden	54 16 53 N	08 49 31 E	520
600	WITTDÜN	54 38 01 N	08 23 07 E	600
601	St. Peter W	54 18 53 N	08 35 54 E	601
602	Adamsiel	54 22 28 N	08 40 33 E	602
603	Kolumbusloch	54 23 15 N	08 36 27 E	603
604	Everschopsiel	54 24 38 N	08 49 43 E	604
605	Süderoogsand	54 25 11 N	08 30 04 E	605
606	Südfall	54 26 48 N	08 44 51 E	606
607	Süderoog Hever	54 27 06 N	08 34 18 E	607
608	Finkhaushallig	54 27 32 N	08 58 47 E	608
609	Nordstrand Süderhafen	54 28 22 N	08 55 00 E	609
610	Husum	54 28 27 N	09 01 34 E	610
611	Stegel	54 29 17 N	08 32 07 E	611
612	Ochsensand	54 29 48 N	08 41 27 E	612
613	Struklahnungshörn	54 29 54 N	08 48 31 E	613
614	Pellworm	54 31 22 N	08 41 06 E	614
615	Holmer Siel	54 31 49 N	08 52 40 E	615
616	Pellworm, Hoogerfähre	54 32 09 N	08 36 02 E	616
617	Norderoog	54 32 18 N	08 32 07 E	617
618	Nordstrandischmoor	54 32 39 N	08 49 34 E	618
619	Arlau Schleuse	54 32 54 N	08 56 29 E	619
620	Hooge, Landsende	54 33 37 N	08 34 28 E	620
621	Rummelloch O	54 34 20 N	08 43 20 E	621
622	Butterloch	54 34 31 N	08 47 47 E	622
623	Hooge, Anleger	54 34 48 N	08 33 27 E	623
624	Strand	54 35 45 N	08 47 57 E	624
625	Bordelumer Außensiel	54 36 57 N	08 52 32 E	625
626	Langeneß, Hilligenley	54 37 20 N	08 33 06 E	626
627	Gröde	54 37 43 N	08 43 35 E	627
628	Langeneß, Neuwarft	54 37 54 N	08 38 58 E	628
629	Schlüttsiel	54 41 03 N	08 45 21 E	629
630	Wyk/Föhr	54 41 43 N	08 34 39 E	630
631	Amrum-Odde O	54 42 42 N	08 21 42 E	631
632	Amrum-Odde W	54 42 46 N	08 20 22 E	632
633	Dagebüll	54 43 56 N	08 41 17 E	633
634	Hörnum	54 45 35 N	08 17 55 E	634
635	Hörnum W	54 45 36 N	08 16 32 E	635
636	Föhrer Ley S	54 46 40 N	08 36 02 E	636
637	Hörnumtief	54 46 50 N	08 27 01 E	637
638	Föhrer Ley N	54 47 46 N	08 33 44 E	638
639	Südwesthörn	54 47 54 N	08 39 39 E	639
640	Osterley	54 51 01 N	08 33 04 E	640
641	Rantumdam	54 51 20 N	08 18 09 E	641
642	Westerland	54 54 20 N	08 16 41 E	642
643	Westerland, Meßpfahl	54 54 37 N	08 16 20 E	643
644	Rickelsbüll Koog A. P.	54 54 53 N	08 37 24 E	644
645	Munkmarsch	54 55 22 N	08 21 49 E	645
646	Jordsand	54 59 30 N	08 34 00 E	646

Tabelle 2 (Fortsetzung)

	Name der Pegels	Geographische Koordinaten		
		Breite	Länge	
		° ' "	° ' "	
647	List	55 01 07 N	08 26 29 E	647
648	List W	55 03 26 N	08 24 13 E	648
649	Korresand	55 14 30 N	08 26 00 E	649
650	Esbjerg	55 28 00 N	08 27 00 E	650
700	HELGOLAND	54 10 50 N	07 53 27 E	700
701	Jade/Tonne 7	53 50 30 N	07 50 00 E	701
702	Schlüsseltonne	53 57 00 N	07 50 00 E	702
703	79413	53 58 06 N	08 07 12 E	703
704	Helgoland S	54 04 00 N	07 50 00 E	704
705	78400	54 10 30 N	07 21 00 E	705
706	79412=78405=78406=79404=79405	54 10 40 N	07 26 10 E	706
707	Helgoland NW	54 13 00 N	07 50 00 E	707
708	Helgoland N	54 18 00 N	07 50 00 E	708
709	Steingrund NW	54 18 00 N	08 00 00 E	709
710	Steingrund NO	54 18 00 N	08 10 00 E	710
711	Süderhever	54 18 00 N	08 20 00 E	711
712	Forschungsplattform „Nordsee“	54 42 06 N	07 10 09 E	712
713	79407	54 55 42 N	08 16 54 E	713
714	79409	54 56 50 N	08 12 50 E	714
715	77406=78403=78402=77407	54 59 48 N	07 54 20 E	715
716	78408=79410	55 09 48 N	06 00 00 E	716
717	81401	55 14 30 N	07 06 42 E	717
718	81400	55 18 00 N	06 58 20 E	718
719	77409	55 49 00 N	07 33 00 E	719

verfahren bestimmten zu vergleichen. Aber für die eindeutige Zuordnung einer Höhenbestimmung aus Satellitenmessung zum NN-System fehlt zur Zeit die genaue Kenntnis der NN-Undulation, die als Summe aus Geoidundulation und ortsabhängigem Abstand zwischen Geoid und Normalnull angesehen werden kann. Daher muß darauf verzichtet werden. Dieser Vergleich steht also noch aus.

Von besonderer Bedeutung für das bisher Gesagte sind Hochseepegeldata, da sie verbesserte Aussagen zum Gezeitenablauf im freien Meer ermöglichen. Hochseepegel sind Druckpegel. Der Pegel registriert am Meeresboden den Gesamtdruck der über dem Drucknehmer liegenden Wassersäule plus Luftdruck. Druckwerte dieser Pegel, die aus verschiedenen früheren Meßprogrammen des Deutschen Hydrographischen Instituts (DHI) und aus dem DEBEX-Programm 1981 vorliegen, mußten ausgewertet und bis zur Tidekurvenform für eine möglichst vollständige Gezeitenbeschreibung aufbereitet werden.

Mit dem im NN-System bestimmten MTmw eines Pegels im Küstenvorfeld lassen sich in einem bestimmten Umkreis für weitere Pegelorte deren PN-Höhen mit guter Annäherung an die Ergebnisse der üblichen Meßverfahren ableiten. Die praktische Anwendung dieses Näherungsverfahrens zur PN-Höhenableitung soll an einem konkreten Beispiel erläutert werden.

In der Elbmündung nördlich des Scharhörnriffs wird seit 1984 ein Pegel in der Radarbake A betrieben. Bedingt durch seine extreme geographische Lage konnte die Beziehung zwischen PN-Radarbake A und NN bisher nur über das bekannte MTmw des Pegels LT Großer Vogelsand abgeleitet werden. Da es z. Zt. nur möglich ist, mit hydrostatischen Nivellements Höhenübertragungen vom Festland zu Seepegeln mit ausreichender Genauigkeit durchzuführen

ren, hat die Bundesanstalt für Gewässerkunde im Zusammenwirken mit dem WSA Cuxhaven 1990 ein hydrostatisches Nivellement im seewärtigen Elbbereich zur PN-Bestimmung verschiedener Seepegel, u. a. auch für die Radarbake A, ausführen lassen.

Ein Vergleich beider unterschiedlich ermittelter PN-Höhen für die Radarbake A (wobei die hydrostatisch bestimmte Höhe nur als vorläufiges Ergebnis vorliegt) zeigt eine Übereinstimmung bis auf 4 cm. Beide Ergebnisse können jedoch noch mit schwer erfassbar naturbedingten Unsicherheiten und Unzulänglichkeiten in den Höhenanschlußpunkten behaftet sein.

Das Näherungsverfahren zur PN-Höhenableitung mittels MTmw setzt aber voraus, daß für beide Pegelorte, dem Ausgangspegel (LT Gr. Vogelsand) und dem Anschlußpegel (Radarbake A) die mittleren Tideverhältnisse über längere Zeit bekannt sind, um aus deren Spektrum MThw und MTmw mit einer zuverlässigen Genauigkeit zu bestimmen. Die Güte der Differenz zwischen MThw und MTmw beider Pegelorte beeinflußt die Genauigkeit der Höhe für den Anschlußpegel.

In den vorliegenden Untersuchungen zeigte es sich, daß die PN-Höhen der Pegel in der Küstenregion über deren MTmw in engem Zusammenhang mit den natürlichen Wasserstandsverhältnissen stehen. Daher ist es möglich, mit einer Plausibilitätsstudie die Qualität der PN-Höhen von Pegeln im Küstenbereich und Küstenvorfeld bei vergleichenden hydrologischen Untersuchungen zu beurteilen.

3.2 Schwierigkeiten bei der Bestimmung eines säkularen Trends

3.2.1 Grundlegende Gedanken

Von besonderem Interesse sind die aus Pegelbeobachtungen ermittelten Bewegungen des relativen MSL zwischen Land und Meer. Eine solche Entwicklung scheint sich aufgrund verschiedener Forschungsschwerpunkte zu konkretisieren. Aber die Frage bleibt offen, wie man bei uns die Veränderungen beschreiben und mathematisch erfassbar machen will, solange es in der Bundesrepublik Deutschland keine einheitliche Meinung über eine Prognoseebene gibt. Zur Darstellung dieser dynamischen Vorgänge muß angestrebt werden, eine gemeinsame Sprache zu sprechen. Z. B. sollte bei säkularen Trendangaben die mathematische Beschreibung des Analysezeitraumes mit den dazugehörigen statistischen Kenngrößen nicht fehlen, und die ermittelten Trendrichtungen sollten sich, wie international üblich, auf MTmw bzw. MSL beziehen. Außerdem sollte die Anregung von STEWART et al. (1990) aufgegriffen werden, von RMSL (relativer MSL) zu sprechen. Dieser ist eigentlich, wie später noch ausgeführt wird, der von Ort zu Ort interessierende.

Ein Grundproblem der Trendanalyse liegt darin, daß sich mit statistischen Untersuchungsmethoden (um die handelt es sich hier ausschließlich) nur Wahrscheinlichkeiten bestimmen lassen, die je nach Auswahl der Variablen mehr oder weniger abgesichert sind. Werden die aus Wasserstandsbeobachtungen ermittelten und zu Jahreswerten aufbereiteten Scheitelwerte der Tidekurve, das Tidehochwasser (Thw) und das Tideniedrigwasser (Tnw), und die hieraus abgeleiteten Tidehalbwasser (T1/2w) bzw. Tidemittelwasser (Tmw) als Schätzung im Sinne der mathematischen Statistik angesehen, so lassen sich aus den Berechnungen Erkenntnisse gewinnen, die Prognosen für einen MSL-Trend für eine begrenzte Zeit ermöglichen. Dieser Aussage liegt aber für die Zukunft eine ähnliche Wasserstandsentwicklung wie in der abgelaufenen Zeit zugrunde.

Im Hinblick auf die sichere Grundlage für Analysen ist die statistische Zuverlässigkeit der Tideparameter von besonderer Bedeutung, weil die vorhandenen brauchbaren Wasserstands-

daten als Stichprobe aus einer unbegrenzt gedachten Grundgesamtheit entnommen wurden, in der vorliegenden Arbeit für Cuxhaven und Wilhelmshaven ab etwa 1850. Dabei ist der Initialzustand unbekannt. Hieraus folgt, daß unterschiedliche Zeitreihen ab 1850 bis heute jeweils nur eine von vielen möglichen Realisationen des ihr zugrunde liegenden statistischen Prozesses darstellen. Die gewässerkundlichen Jahresmittel sind innerhalb dieses Zeitreihenmodells als zufallsbedingte Realisationen aus einer großen Menge aller möglichen Mittel zu interpretieren.

Je nach örtlicher Lage sind die täglichen Wasserstände mit unterschiedlichen Ungewissheiten behaftet. Eine große Anzahl von Einflüssen klimatischen, meteorologischen, ozeanographischen, tektonischen oder morphologischen Ursprungs treten mit wechselseitiger Wirkung auf und überlagern den Effekt der gezeitenerzeugenden Kräfte. Diese Einflußfaktoren bewirken also zusätzliche kurzfristige Veränderungen einer Tide und sind hinsichtlich des zeitlichen Verlaufes kaum meßbar. Sie beeinflussen aber die Aufbereitung von Wasserständen bis zur Mittelbildung und haben zur Folge, daß die in den gewässerkundlichen Jahrbüchern ausgewiesenen arithmetischen Mittel von Hoch- und Niedrigwasser auch von Dauer und Größe dieser „Störeffekte“ abhängig sind. Als Beispiel sei das durch die lange Ostwindperiode des Winters 1946/47 beeinflusste und daher von anderen Jahresmitteln stark abweichende MThw und MTnw 1947 für die deutsche Nordseeküste genannt.

Für den Umgang mit unvermeidlichen Abweichungen, die nun einmal bei Messungen auftreten, fehlen in den gewässerkundlichen Jahrbüchern Angaben zur Standardabweichung und zum Vertrauensbereich der Monats- und Jahresmittel vom Thw bzw. Tnw. Aus der Sicht eines Hydrologen ist das im Zeitalter der elektronischen Datenverarbeitung ein unbefriedigender Zustand. Diese Prüfgrößen dienen zur Bewertung der inneren Zuverlässigkeit des Datenmaterials, lassen grobe Fehler erkennen, sind das Kriterium für die Bewertung der Güte einer Meßstation und können bei späteren Analysen wichtige Zusammenhänge zwischen Ursache und Wirkung klären.

Nach diesen kurzen Bemerkungen stellt sich die Frage, was man unter Genauigkeit von hydrographischen Größen zu verstehen hat. Es liegt nahe, damit nur die instrumentelle Meßgenauigkeit zu bezeichnen, über die GÖHREN (1968) und SIEFERT (1970) berichteten. Hier soll darunter aber ein Erwartungswert für die Genauigkeit hydrographischer Mittelwerte verstanden werden, der abhängig ist von der Meßgenauigkeit, den Wasserstandsdifferenzen täglicher Ungleichheiten der gezeitenerzeugenden Kräfte und den Abweichungen zufälliger Ereignisse auf den Wasserstand. Hierüber fehlen bis heute jegliche Angaben. Nach Überschlagsrechnungen können Standardabweichungen gewässerkundlicher Jahresmittel bei einem Datenkollektiv von rd. 700 Werten wegen der starken Streuung täglicher Tidewasserstände nur mit rd. ± 30 bis ± 35 cm und einem hieraus resultierenden Vertrauensbereich der Mittelwerte von ± 2 cm (statistische Sicherheit 95 %) angegeben werden. Ausgeklammert bleiben bei dieser Betrachtung Höhenbezugsprobleme zu NN bzw. PN. Für hydrologische Mittelwerte läßt sich kein Grenzwert zur Standardabweichung einführen, bei dem unter bestimmten Voraussetzungen dieser Wert zur weiteren Analyse verworfen werden sollte, da es keinen geeichten Meßwert als Vergleichsnormale gibt, um das Datenkollektiv signifikant beurteilen zu können.

In diesem Zusammenhang kann der Begriff des Fehlers im engeren Sinn auch nicht definiert werden; nachweislich grobe Fehler sollen hier ausgenommen sein.

Das Problem, ob sich mit Standardabweichungen „Qualitätsunterschiede“ der Jahresmittel von Pegelorten an der deutschen Nordseeküste nachweisen lassen, muß daher abschließend verneint werden. Abweichungen in den Standardabweichungen deuten hier auf unterschiedliche Abhängigkeit der Mittelwerte von den täglichen Natureinflüssen hin.

3.2.2 Daten

Unter Berücksichtigung der geschilderten Verhältnisse kommt den Genauigkeitsanforderungen an das Datenmaterial zur Trendbestimmung im linearen Ansatz eine höhere Bedeutung zu als bisher angenommen wird, da Prognosen auf der Basis von Jahresmittelwerten schwer zu erstellen sind. Vielfach wird daher in Berechnungsmodellen versucht, unerwünschte Einflüsse starker Streuungen einzelner Jahreswerte auf den zu erwartenden Schätzwert durch übergreifende Mittelwerte größerer Zeitspannen zu eliminieren. Dies bringt jedoch kaum eine höhere Genauigkeit im Trend, führt aber durch Glättung der Mittelwerte zur (scheinbaren) rechnerischen Verbesserung der statistischen Prüfgrößen.

In Verbindung mit einer Trendanalyse des Pegels Cuxhaven aus einjährigen und aus dreijährigen übergreifenden Mitteln für den Zeitraum 1855 bis 1987 sei dies hier kurz skizziert (Tab. 3). Das praktische Beispiel gibt einen Einblick in die Zusammenhänge zwischen Trendermittlungen aus einjährigen und übergreifenden dreijährigen Thw-, Tnw- und Tmw-Jahreswerten der Epoche 1855 bis 1987. Danach erfahren die statistischen Kenngrößen zur Qualitätsbestimmung der Ausgleichsergebnisse zum Teil erhebliche prozentuale Genauigkeitssteigerungen, ohne aber die Werte der Schwerpunktkoordinaten sowie den Regressionskoeffizienten wesentlich zu beeinflussen. Vor einer Überbewertung statistischer Prüfgrößen ist daher eindringlich zu warnen. Auch lassen sich mit der Berechnungsmethode der einfach linearen Regression Einflüsse unerkannter Fehler oder äußerst extremer Wasserstände auf das Ergebnis nicht abschätzen.

In vielen geäußerten Ansichten kommt der Wunsch zum Ausdruck, Trendrichtungen aus repräsentativen Stichproben der unbekanntem Grundgesamtheit für Voraussagen über den Analysezeitraum hinaus zu extrapolieren. Das ist aber nur unter der Annahme zulässig, daß die Einflußfaktoren auf das Tidegeschehen auch in Zukunft gegenüber denen im vorliegenden Zeitintervall keiner Veränderung unterliegen. Weiter ist die Genauigkeit dieser Extrapolation vom Konfidenzstreifen der Regressionsgeraden abhängig, der überall eine unterschiedliche Breite hat und an der Stelle \bar{x} , \bar{y} am schmalsten ist; d. h., mit zunehmendem Abstand vom Mittelwert wird die Prognose ungenauer. Folglich ist sie im Ergebnis letzten Endes nicht hypothesenfrei.

Einige Autoren stellen die Verwendbarkeit älterer Wasserstandsaufzeichnungen zur säkularen MSL-Trendbestimmung in Frage; bei Benutzung neuerer Unterlagen gibt es in der Regel jedoch meist keine derartigen Bedenken. In diesem Zusammenhang ist es sicherlich richtig, festzustellen, daß die Präzision von Wasserstandsmessungen mit zunehmendem Alter abnimmt. Zwischen Abhängigkeit von Genauigkeit und Alter hydrographischer Messungen gibt es noch keine zusammenhängenden Untersuchungen. Es ist zu vermuten, daß etwa ab 1850 das Datenmaterial in der Aussagekraft zuverlässiger wird. Damit bleibt aber die Frage offen, ob ältere Wasserstandsdaten mit dem gleichen Gewicht in die Berechnung eingeführt werden dürfen wie Daten jüngerer Ursprungs. Bis heute ist es üblich, keine Genauigkeitsunterschiede zwischen den weniger präzisen älteren und den neueren Wasserstandsdaten zu treffen, wobei teilweise versucht wird, Daten bis etwa 1930 durch bestimmte Korrekturen qualitativ zu verbessern.

Den interpretierten säkularen MSL-Trendanalysen fehlt es auch an Schärfe, da die wichtigen Parameter für die Berechnung, die Wasserstände, nicht auf dem freien Meer, sondern nur im Küstenbereich bzw. an der Küste registriert werden. Und gerade hier machen sich die hinsichtlich ihres zeitlichen Verlaufes unterschiedlich wirkenden Störeffekte auf die Wasseroberfläche durch ungleiche Tideabläufe für Pegelorte, wie z. B. im südöstlichen Nordseeküstenbereich, bemerkbar. Je nach örtlicher Lage differieren die mittleren Wasser-

Tabelle 3. Statistische Kenngrößen zur säkularen Trendberechnung 1855 bis 1987 für Cuxhaven

D	MThw			MTnw			MTmw			
	1jährige Mittel	3jährige Mittel	d %	1jährige Mittel	3jährige Mittel	d %	1jährige Mittel	3jährige Mittel	d %	
B	-	0,3445	0,7728	+ 124	0,3900	0,5326	+ 37	0,5083	0,7243	+ 42
r	-	0,5868	0,8787	+ 50	0,6248	0,7302	+ 17	0,7134	0,8514	+ 19
x		1921,0	1921,00	± 0	1921,00	1921,00	± 0	1921,00	1921,00	± 0
y	cm	633,81	633,53	-	346,03	346,03	-	499,61	499,40	-
Sy	cm	12,1469	8,4221	- 31	7,8711	6,6378	- 16	7,6009	6,6160	- 13
Vy 95 %	cm	2,1592	1,4971	- 31	1,3991	1,1799	- 16	1,3511	1,1761	- 13
a	cm	463,45	456,67	-	228,50	230,20	-	370,0231	365,39	-
b	-	0,1850	0,1920	+ 4	0,1276	0,1258	- 1	0,1401	0,1455	+ 4
n	-									
					133	133		133	133	

B = Bestimmtheitsmaß
 r = Korrelationskoeffizient
 Sy = Standardabweichung
 a, b = Regressionsgerade von x auf y
 x, y = Schwerpunktkoordinaten der Variablen, (Zeit und Wasserstandshöhe)
 Vy 95 % = Vertrauensbereiche der Mittelwerte
 n = Anzahl
 d = Differenz
 D = Dimension

stände als Meßgrößen zur Bestimmung eines Säkularanstieges mit Auswirkung auf abweichende Regressionsfunktionen, wie der jährliche Säkularanstieg verschiedener Pegel in Tab. 4 zeigt.

JENSEN (1984) kommt in seinen Untersuchungen über die Säkulartrendfunktionen (Verschiebung des Zeitfensters um $\Delta t = 1$ Jahr bis zum Ende der Zeitreihe) zu ähnlichen Trendwerten.

Tabelle 4. Säkuläre Veränderungen (cm/Jh.)

Zeitraum Pegel	MThw	MTnw	MTmw	MT1/2w	Herkunft der Daten
<u>1931-1987</u>					
Borkum-Südstrand	0,266	0,102	0,197	0,200	D. G. J. nur bis 1980
Norderney	0,123	0,060	-	0,090	Jensen
Wilhelmshaven	0,316	-0,085	0,132	0,112	D.G.J.
Cuxhaven	0,248	-0,065	0,102	0,104	D.G.J.
Büsum	0,243	0,012	-	0,142	Jensen
Wittdün	0,405	-0,078	0,195	0,159	D.G.J.
List	0,243	-0,150	-	0,043	Jensen
Helgoland	0,144	-0,010	0,084	0,071	Jensen (1931-1944) (1955-1987)
<u>1951-1987</u>					
Helgoland	0,139	-0,095	0,027	0,021	DHI
<u>1888-1987</u>					
Cuxhaven	0,208	0,121	0,158	0,165	D.G.J.
Wilhelmshaven	0,286	0,043	0,178	0,184	D.G.J. (WSA W.)
<u>1885-1987</u>					
Cuxhaven	0,185	0,128	0,147	0,180	D.G.J.
Wilhelmshaven	0,285	0,098	0,195	0,186	D.G.J.

Die Ergebnisse der Tab. 4 zeigen, daß Regressionsfunktionen und die dazugehörigen MSL-Trendabschätzungen nur für ihren örtlichen und zeitlichen Rahmen betrachtet werden dürfen, weil die durch meteorologische Einflüsse bedingte unterschiedliche Verlagerung der Wassermassen in der südöstlichen Nordsee stark voneinander abweichende MSL-Entwicklungen hervorruft. Daher ist das Datenmaterial trotz seiner Fülle immer noch zu unvollständig, um die Erwartung einer abgesicherten MSL-Prognose zu erfüllen.

Der aus mittleren Wasserständen abgeleitete säkulare MThw-Trend eines Ortes (z. B. 21 cm für Cuxhaven der Zeitreihe 1888 bis 1987) beinhaltet als Mittelwert alle Anteile aus veränderlichen Wirkungen der bereits definierten Vorgänge auf die Meeresoberfläche, die sich vom reinen MSL-Anstieg nicht vollständig trennen lassen, auch wenn man dies im allgemeinen auf Grund der hinreichend vielen Daten in erster Näherung für das Mittel der Zufallsstichprobe annimmt. So hat jeder Wirkungsfaktor eine für sich spezifische Kurve, die durch Intensität, Raum und Zeit bedingt ist, deren Verlauf aber kaum oder nur in groben Zügen bekannt ist. Folglich ist es in diesem Fall wenig sinnvoll, von einem säkularen MSL-Trend zu reden, da man durch den Auswerteprozess für die weitere Interpretation hauptsächlich die Resultierende der Wirkung oder Wechselwirkung anderer Informationen erhält und nicht den reinen MSL-Parameter.

Eine bessere Auflösung des Problems – Trennung des MSL-Parameters vom Gesamteffekt der genannten Wirkung – wird auch unter dem Gesichtspunkt einer Gezeitenerfassung auf dem freien Meer durch Hochseepegel-Meßstationen nicht möglich sein. Wohl sind hier bestimmte küstenspezifische Einflüsse auf die Gezeiten nicht vorhanden, aber der Windstau als relevanter Parameter meteorologischer Einflüsse unterscheidet sich kaum in seiner Größe von dem im Küstenbereich*. Der Windstau hat auch hier Einfluß auf das Ergebnis. Im freien Meer läßt sich also auch kaum ein reiner MSL-Trend ermitteln. Damit dürfte es sehr schwer fallen, die Güte der bisherigen sogenannten MSL-Trendangaben um eine Größenordnung zu steigern, es sei denn, man verbessert die Wasserstandsregistrierung durch die gleichzeitige Registrierung meteorologischer Daten zwecks späterer Datenkorrektur und vervollkommnet das Auflösungsvermögen der bisher verwendeten Auswerteverfahren.

Festzustellen bleibt nach diesen Erkenntnissen, daß die interessierenden Ergebnisse höchstens Momentaufnahmen von in kontinuierlicher Veränderung sich befindenden Naturvorgängen in der südöstlichen Nordsee sein können und damit nicht den reinen MSL-Trend repräsentieren, sondern hauptsächlich örtliche Parameter für Bemessungswasserstände von Küstenschutzmaßnahmen darstellen.

Schon DIETRICH (1954) kommt in seinen Tideuntersuchungen zu dem Schluß, daß ein reiner MSL-Trend aufgrund von Pegelauswertungen in seinem Ausmaß aus dem Gesamtwert nicht zu analysieren ist, weil die Wasserstände u. a. Einflüsse von realen klimatisch-eustatischen, tektonischen und eis-isostatischen Bewegungen enthalten; auch hängt die Höhe des errechneten Mittelwertes wesentlich vom Beobachtungszeitraum ab.

Nach Eliminierung der ozeanographisch-meteorologischen Einflüsse berechnet DIETRICH aus Daten des Pegels Esbjerg für die Zeit von 1880 bis 1950 übrigens eine Anhebung des Nordseespiegels um $1,14 \pm 0,28$ mm/Jahr.

Aus diesen Ausführungen ist auch leicht abzuleiten, daß die Sicherheit einer Prognose oder Aussage nicht dadurch wächst, daß man Ergebnisse von mehreren Stationen mittelt. Dann ist ein flächenhafter Vergleich zu fordern, wie er in Kap. 3.4 behandelt wird.

3.2.3 Zur Küstensenkung

Im Hinblick auf die aus Wasserständen errechnete Vertikalkomponente der MTmw-Bewegung darf der Hinweis auf mögliche tektonische Senkungsvorgänge im Küstenbereich nicht außer acht gelassen werden. Früher nahm man an, daß epirogene Bewegungen die Hauptursache für einen relativen MSL-Anstieg sind. Bis heute ist der Nachweis solcher Bewegungen auch auf der Grundlage von Präzisionsnivellements kompliziert.

Damit wird das Problem der Meßbarkeit von rezenten Krustenbewegungen für deren Nachweis von zentraler Bedeutung. Weil die Vertikalbewegungen so gering sind, ist es oft schwer, das „Unmeßbare“ zu messen.

Zur Erforschung der Küstensenkung wurde die Durchführung des Nordseeküsten-Nivellements (NKN) zwischen der niederländischen und dänischen Grenze unter Einschluß höhenstabiler Punkte im Hinterland als gemeinschaftliche Sonderaufgabe verschiedener Behörden beschlossen.

Das NKN 1 ist von 1926 bis 1931 im Zusammenwirken preußischer Dienststellen entstanden. Dagegen wurde das NKN 2 von 1949 bis 1955/59 von den Vermessungsabteilungen des Bundes und der Länder beobachtet. Unterirdische Festlegungen und Rohrfestpunkte

* Hierauf wird in einer vorgesehenen dritten Veröffentlichung aus diesem Projekt eingegangen.

in geologisch stabilen Schichten verfestigen die Nivellementslinien und sollen tatsächliche Krustenbewegungen in mehrjährigen Abständen anzeigen.

Aus der Gegenüberstellung der Differenzen NKN 2–NKN 1 lassen sich keine signifikanten Höhenveränderungen nachweisen (ADV, 1960). In dem Bericht der ADV wird darauf hingewiesen, daß die Änderung der Höhenlage zwischen Land und Meer durch unterschiedliche Faktoren hervorgerufen werden, die sich in ihrer Wirkung abschwächen, ausgleichen oder verstärken.

LEONHARD (1987) kombiniert Ergebnisse aus dem Reichshöhennetz mit denen der NKN 1 + 2 und stellt signifikante Senkungserscheinungen der Nivellementspunkte an den Flüssen fest, dagegen auch stabile Gebiete auf den Geestrücken zwischen Elbe und Weser.

Inzwischen ist das NKN 3 durch eine neue und außerordentlich homogene Meßepoche im Rahmen der Gesamtwiederholung des „Deutschen Haupthöhennetzes“ in den Jahren 1980 bis 1985 mit anschließender Neubeobachtung der niedersächsischen NKN-Küstenlinien entstanden. Als Ergebnis der Auswertung des niedersächsischen Anteils am NKN 3 läßt sich nach bisher unveröffentlichten Hinweisen festhalten, daß sich der Trend zur Absenkung der ostfriesischen Nordseeküste bestätigt hat. Der Absenkungsbetrag liegt hier zwischen 5 und 10 cm/Jh. Demgegenüber sind nach ersten vorläufigen niedersächsischen Berechnungen in und um Cuxhaven keine signifikanten Krustenbewegungen festzustellen. Für die schleswig-holsteinische Westküste gibt es noch keine Resultate. Die Nivellements im NKN 3 stehen hier noch aus. Für die niederländische Westküste wird eine Absenkung um 5 cm/Jh angenommen.

Eine andere Betrachtungsweise zur Feststellung einer möglichen Nordseeküstensenkung basiert auf dem durch Zufall entdeckten geometrischen Nivellement von Hamburg nach Cuxhaven, ausgeführt von LENTZ 1855/56. Es stellt die Höhenverbindung zwischen den Pegelnullpunkten der „Fluthmesser“ von Hamburg und Cuxhaven her, um die zu jener Zeit bestehenden Auffassungen zum Tidegeschehen im Längsschnitt der Elbe zu verbessern.

Angeregt durch Tagebuchaufzeichnungen zu diesem Nivellement mit grundsätzlichen Überlegungen zur Höhenmessung sowie Beschreibungen über die Anfertigung der Nivellierlatten und Erläuterungen zur umlegbaren Libelle wurde das gesamte Nivellement neu bearbeitet. Hierzu mußten alle Werte von Fußmaß mit der Unterteilung Zoll und Linien in das metrische System umgerechnet, geprüft und aufbereitet werden. Zur Ehre von LENTZ sei gesagt, daß kein Fehler und keine Widersprüche in seinen Feldbüchern entdeckt werden konnten. Die Nivellementsstrecke beträgt 140 km und verläuft in SO-NW-Richtung. Gußeiserne Höhenschilder, befestigt an massiven Bauwerken, sollten die Höhenangaben für die Zukunft sichern.

Ausgehend von der Nullmarkenhöhe des „Hamburger Fluthmessers“ 1855 und den LENTZschen Höhenmarken auf der Linie Hamburg–Harburg–Cuxhaven wurden von LASSEN et al. (1984) nach eingehenden Prüfungen späterer Nivellements anderer Behörden mit ihren Festpunkten über beobachtete orthometrische Höhenunterschiede untereinander verknüpft.

Die Auswertung brachte überraschende Ergebnisse. Einmal ist an der Bauwerkssetzung des Cuxhavener Leuchturmes nicht zu zweifeln. Da die Höhenkontrollmarke am Leuchtturm von 1856 bis ca. 1900 als unverändert betrachtet worden ist, müssen die hierauf bezogenen Wasserstandshöhen als im hohen Maß verzerrt angesehen werden.

Andererseits sind die Höhenwertänderungen von Einzelpunkten wie auch die Höhendifferenzen der Nivellementslinien im Bereich Cadenberge–Cuxhaven–Altenwalder-Höhe für den gesamten Untersuchungszeitraum deutlich unter denen, die vom Arbeitskreis „Rezente Höhenänderungen“ der Deutschen Geodätischen Kommission als Senkungsbeiträge im Elbe-Weser-Dreieck mit 2 bis 8 cm/Jh angegeben werden (ADV, 1960). Gewiß mag dieses lineare Rechenmodell vereinfachend dargestellt sein. Es wird auch nicht verkannt, daß es unvermeid-

liche Probleme gibt, weil die verwendeten Messungen verschiedener Institutionen aus unterschiedlichen Epochen mit abweichenden Genauigkeiten stammen. Im Hinblick auf die im Cuxhavener Bereich festgestellten geringen Höhenunterschiede in einem mehr als 100jährigen Zeitraum kann man hier aber nicht von signifikanten Krustenbewegungen oder einer Höheninstabilität reden. Damit scheint sich die geologisch begründete Abschätzung von 1 cm/Jh als Ausmaß für eine Küstensenkung im Elbe-Weser-Raum zu bestätigen.

Dem ermittelten Absenkungsbetrag der ostfriesischen Nordseeküste zwischen 5 und 10 cm/Jh und dem erwähnten geringen Ausmaß der Bodenbewegung in und um Cuxhaven steht ein säkularer MTmw-Anstieg der Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven von rd. 15 cm im Zeitraum 1888 bis 1987 gegenüber. Bei einer angenommenen Küstensenkung z. B. müßte sich in einem gewissen Zeitraum eine Änderung zum Pegelnull (PN) ergeben. Nur fragt es sich, ob die PN-Höhenberichtigungen der Pegel Cuxhaven und Wilhelmshaven (hier änderte sich im Laufe der Jahre das $PN = NN - 5$ m auf $PN = NN - 5,02$ m bzw. $PN = NN - 5,04$) als echte Krustensenkungsbeträge anzusehen sind oder ob sie in Abhängigkeit zu Bauwerksbewegungen bzw. Standortwechseln der Pegel stehen. Die Kenntnis von PN-Berichtigungen allein bleibt unbefriedigend; wesentlich ist es, zu erkennen, woher diese Änderungen stammen, um bei Wasserstandsvergleichen Datenverbesserungen folgerichtig anzubringen. Inwieweit sich so der tektonische Anteil an den registrierten Wasserständen nachweisen läßt, ist schwer zu beantworten. Verschiedentlich wird daher versucht, aus den Vertikalbewegungen der Pegelstationen Bodenbewegungen abzuleiten und diese vom Trend der Pegelregistrierung abzuziehen, um an der Küste einen „reinen“ Trend zu erhalten. Die hier unterstellte Bodenbewegung reicht zur Bestätigung tektonischer Aktivitäten nicht aus. Die Ursache der begrenzten Genauigkeit liegt hauptsächlich in den zeitlich stark abweichenden Messungsaktionen. Um so mehr ist es in diesem Zusammenhang wichtig, durch zeitlich zusammenhängende Nivellements im Nordseeküstenbereich Unklarheiten über tektonische Aktivitäten zu beseitigen.

Aus allem folgt, daß man einen beobachteten säkularen Trend im Küstenbereich und eine Absenkung der Nordseeküste nicht voreilig verknüpfen sollte, solange man zu diesem Thema noch differenzierende Untersuchungen benötigt.

3.3 Mittlere Tideverhältnisse um 1980

3.3.1 Allgemeine Übersicht

Bis heute besteht eine gewisse Aversion gegen die seltenen zeichnerischen Darstellungen von Formveränderungsabläufen der Oberfläche der Tide in der Nordsee, weil der exakte Nachweis über den Verlauf von Flutstundenlinien und die Lage eines Scheitels der Summe der Partialtiden durch unzulängliche Gezeitenmessungen im freien Meer auf Schwierigkeiten stoßen. Unter physikalischen Gesichtspunkten werden hauptsächlich Pegeldaten aus dem Küstenbereich zur Gezeitenbestimmung für die Nordsee in numerische Rechenmodelle eingesetzt. Davon hängt aber ganz wesentlich die angestrebte Genauigkeit der Berechnungen ab. Bei älteren Ergebnissen zeigen sich aufgrund unzureichender Daten große Widersprüche in den Lagekoordinaten des Scheitels der südlichen M_2 -Amphidromie, der wegen der Dominanz dieser Partialtide bestimmend für das Gesamtgeschehen ist, und Auswirkungen auf den Kurvenverlauf der dazugehörigen Flutstundenlinien:

Ausführlich interpretiert SPINGAT (1989) die Auflösungsgenauigkeit von Flutstundenlinien-Darstellungen verschiedener Autoren.

Erste konkrete Kenntnisse zum Ablauf der Flutstundenlinien in der südlichen Nordsee

liefert HANSEN 1948, der mit allgemeinen Bewegungsgleichungen und der Kontinuitätsgleichung rechnete. Aufgrund von Beobachtungen an 120 Pegelorten verbessert das DHI später die von HANSEN angegebenen Gezeitenbeschreibungen.

Aus der Literatur werden die geographischen Koordinaten für den Scheitel der M_2 -Gezeit gegenübergestellt:

	Berechnungsjahr	Breite N	Länge O
MERZ	1923	55° 42'	5° 25'
DEFANT	1923	55° 30'	6° 10'
DOODSEN	1924	55° 34'	5° 40'
MÖLLER	1933	55° 42'	5° 30'
HANSEN	1948	55° 32'	5° 16'
DHI	1970	55° 26'	5° 17'

Eine geographische Minute hat bei 55° 35' N und 5° 25' O eine Ausdehnung in der Breite von ~1,8 km und in der Länge von ~1,1 km.

Es wurde bisher niemals versucht, amphidromische Bewegungen auf der Basis aller verfügbaren Wasserstandsmessungen zu untersuchen. Für das weitere Vorgehen zur Formveränderungsanalyse der Tide in der südöstlichen Nordsee und dem angrenzenden Küstenstreifen werden die erstmals aus zusammenhängenden beobachteten Wasserstandsreihen aller verwendbaren Pegel ermittelten Tideverhältnisse an Hand der Isohypsen (Linien gleicher Tidewasserstände) aus dem früher behandelten Zeitraum 1975/79 (SIEFERT und LASSEN, 1985) durch Resultate eines zweiten Berichtszeitraumes 1982/86 ergänzt und abgesichert.

Aus der Synthese beider Untersuchungszeiträume zu einer Gesamtdarstellung 1975/1986 (oder etwas allgemein „um 1980“) ergeben sich flächenhafte Momentaufnahmen von Tidewasserständen zu bestimmten Tidezeiten, bezogen auf Borkum-Südstrand als wesentlichsten deutschen Pegel. Den detaillierten Eindruck über die mittleren Tideverhältnisse vermittelt eine Serie zweidimensionaler identischer Kartenausschnitte mit Isohypsen z. Zt. $Tn_{w_{Bor}}$ (Abb. 12), z. Zt. $Tn_{w_{Bor}} + 2^h$ (Abb. 13), z. Zt. $Tn_{w_{Bor}} + 4^h$ (Abb. 14), z. Zt. $Tn_{w_{Bor}} = 6^h$ nach $Tn_{w_{Bor}}$ (Abb. 15), z. Zt. $Th_{w_{Bor}} + 2^h$ (Abb. 16) und z. Zt. $Th_{w_{Bor}} + 4^h$ (Abb. 17) und durch Linien gleicher Thw- bzw. Tnw-Eintrittszeitdifferenzen (Abb. 7, 8) sowie durch Linien gleicher MThw, MTnw und MThb (Abb. 4, 5, 6).

Grundlage dieser Zustandsbeschreibungen sind die auf NN - 5 m bezogenen Wasserstandshöhen der mittleren Tidekurven der etwa 230 Pegelorte. Um auch für Hochseepegelstationen, bei denen aufgrund des Meßprinzips und der geographischen Lage keine Verknüpfung mit dem NN-Horizont möglich ist, einen Bezug zum Pegelnull (PN) der Küstenpegel zu finden, wird, wie bereits erwähnt, für das MTmw der Hochseepegel und den Scheitelbereich der M_2 -Amphidromie die Höhe des Helgoländer MTmw 1975/86 mit 4,92 m NN - 5 m als Bezugsebene eingeführt.

Noch einige Anmerkungen sind nötig:

Der Pegel Borkum-Südstrand wurde 1981 außer Betrieb gesetzt und verliert damit für den Untersuchungszeitraum 1982/86 seine Funktion als direkter Bezugspegel. Daher muß der Pegel Borkum-Fischerbalje als Bezugspegel für die Auswertung der Wasserstände 1982/86 genommen werden. Dies machte später bei der Gesamtdarstellung der Tidecharakteristik 1975/86 eine Abstimmung der Wasserstandsdaten 1982/86 auf Pegel Borkum-Südstrand durch Berücksichtigung der Tideeintrittszeiten zwischen beiden Pegelorten erforderlich.

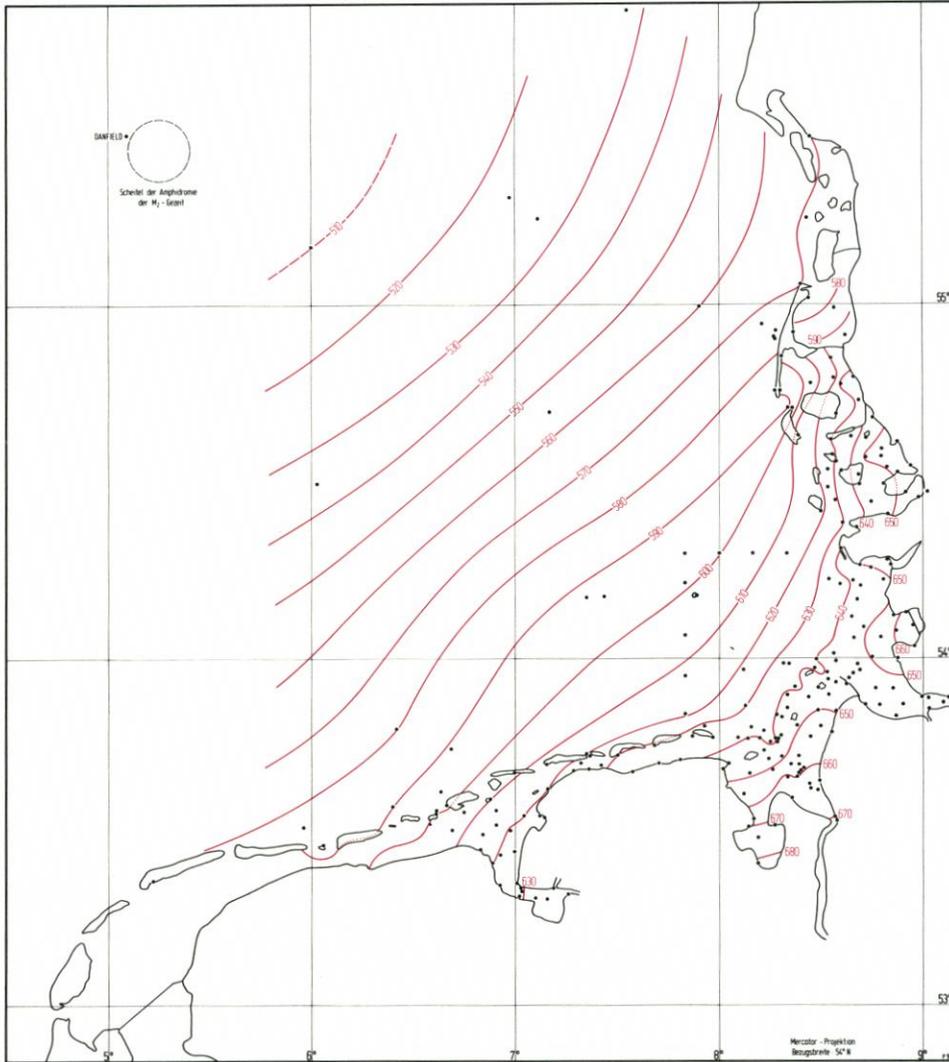


Abb. 4. Linien gleicher MThw 1980, angegeben in cm NN - 5 m

In der Deutschen Bucht arbeitete bis zu den Sturmfluten im Jan. und Feb. 1990 auf der Forschungsplattform ein Pegel mit unbekannter PN-Höhe. Die Wasserstandsaufzeichnungen dienten hauptsächlich meteorologischen Belangen. Entsprechend ungenau sind die Tideaufzeichnungen wegen zu kleinen Vorschubs und unzureichender Zeitkontrolle. Sie genügen nicht den Anforderungen der Pegelvorschrift. Trotz dieser Inhomogenität sind Daten in das Auswerteverfahren 1975/79 übernommen worden, weil zu diesem Zeitpunkt keine Tideaufzeichnungen im freien Meer zur Verfügung standen. Unter diesem Aspekt entsprach die Reedereigemeinschaft Forschungsschifffahrt als Betreiber der Station dankenswerterweise der berechtigten Forderung nach zuverlässigen Tideaufzeichnungen für ein halbes Jahr. Die Datenaktualisierung und die sorgfältige Auswertung aller zur Verfügung stehender Materia-

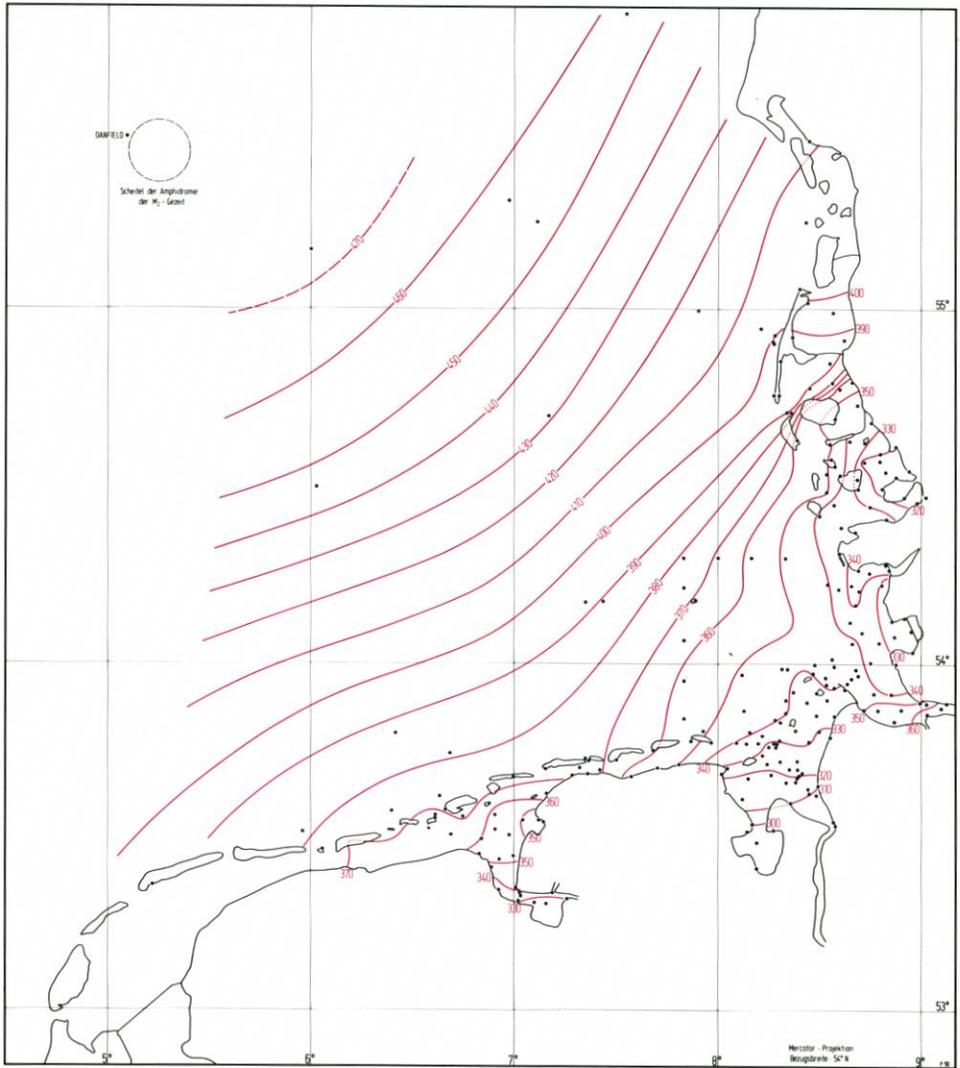


Abb. 5. Linien gleicher MTnw um 1980, angegeben in cm NN - 5 m

lien verbesserten erwartungsgemäß die für 1975/79 ermittelten Tidedaten an der Forschungsplattform. Dieser Dokumentation werden daher nur die Tideparameter aus 1982/86 zugrunde gelegt.

Die aus Einzelinformationen entwickelten und für die südöstliche Nordsee von SIEFERT und LASSEN (1985) mit den dortigen Abb. 5 bis 10 und 14 bis 20 dargestellten Gezeitenbewegungen 1975/79 werden unter dem Gesichtspunkt ergänzender Tideinformationen nachträglich ausgewerteter Hochsepegeldaten bis in das freie Meer, also beträchtlich über die Bereichsgrenze 1975/79 hinaus, aktualisiert. Dementsprechend ist es möglich, die Tideverhältnisse um 1980 in der Ausdehnung von Terschelling über den Scheitel der M_2 -Amphidromie nach Esbjerg und über den Küstenstreifen zurück bis in die Niederlande zu interpretieren.

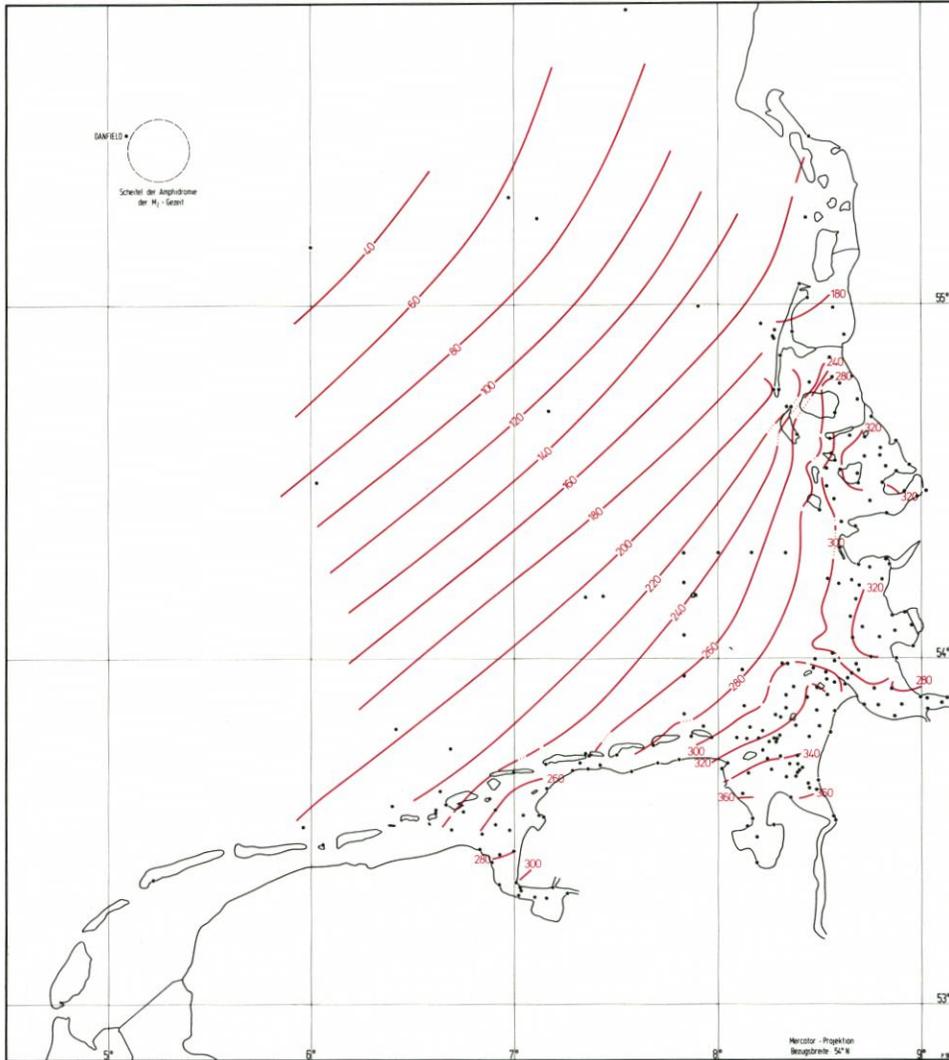


Abb. 6. Linien gleicher MThb um 1980, angegeben in cm

Zur besseren Verfolgung der Linienführung in den Karten werden diese in Insel- und Festlandsbereichen punktiert dargestellt. Sofern Linien gleicher Werte unsicher sind, ist dies durch Linienstrichelung erkennbar.

Die folgenden Erläuterungen zu den Tideverhältnissen im Bereich der südöstlichen Nordsee zu bestimmten TIDEZEITEN am Pegel Borkum-Südstrand sind als Ergänzung zu den Tidebeschreibungen 1975/79 aufzufassen bzw. wegen der größeren Informationsdichte als Verbesserungen.

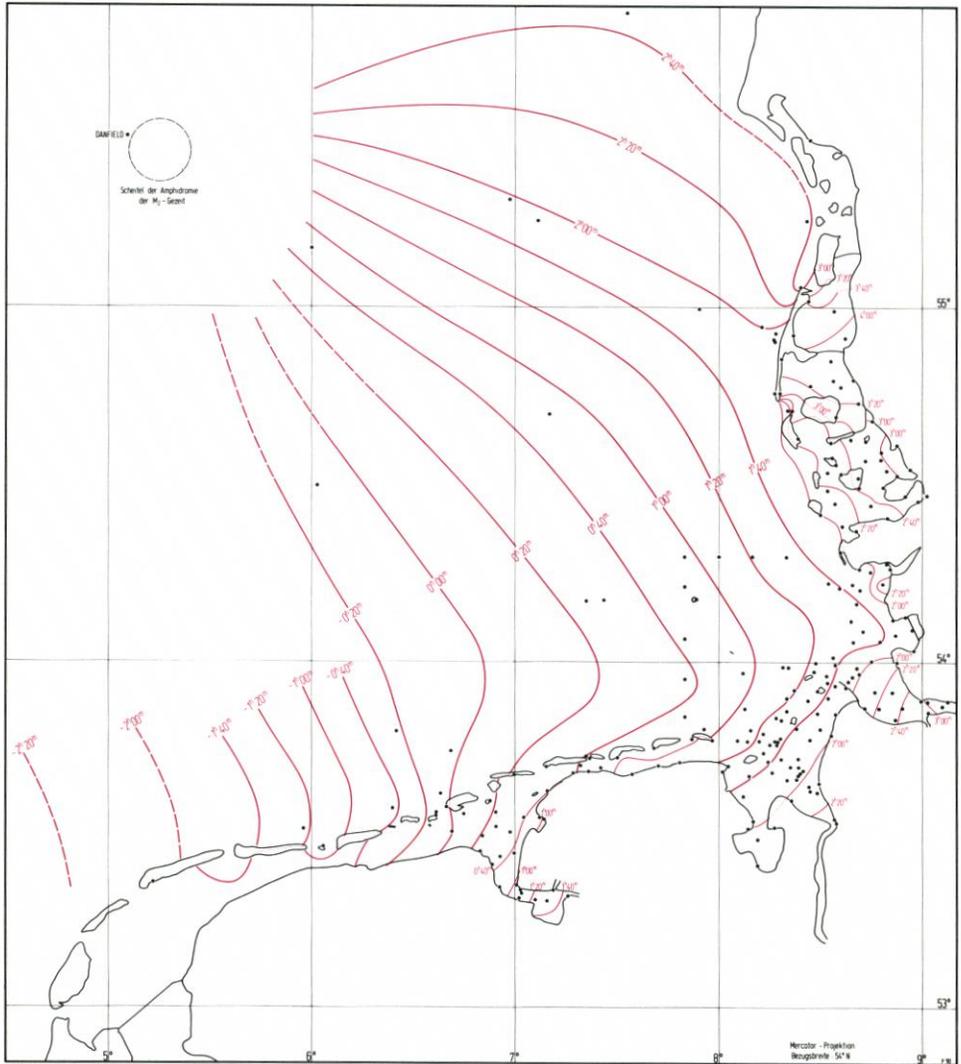


Abb. 7. Linien gleicher Thw-Eintrittszeiten um 1980, angegeben in 20 Minuten-Intervallen vor/nach Eintritt Borkum-Südstrand

3.3.2 Zu den Darstellungen*

3.3.2.1 MThw um 1980 (Abb. 4)

Die Abb. zeigt ein Bild mit gleichmäßigem Ansteigen des MThw von 500 cm auf 600 cm aus dem Bereich des Scheitels der M_2 -Gezeit nach Südost bis zur Linie Borkum-Helgoland-Amrum. Im Inneren der Deutschen Bucht steigt das MThw bis zur Grenze des Wattsockels

* Alle in diesem und im nächsten Kap. genannten Höhenwerte sind bezogen auf das Niveau NN – 5,00 m.

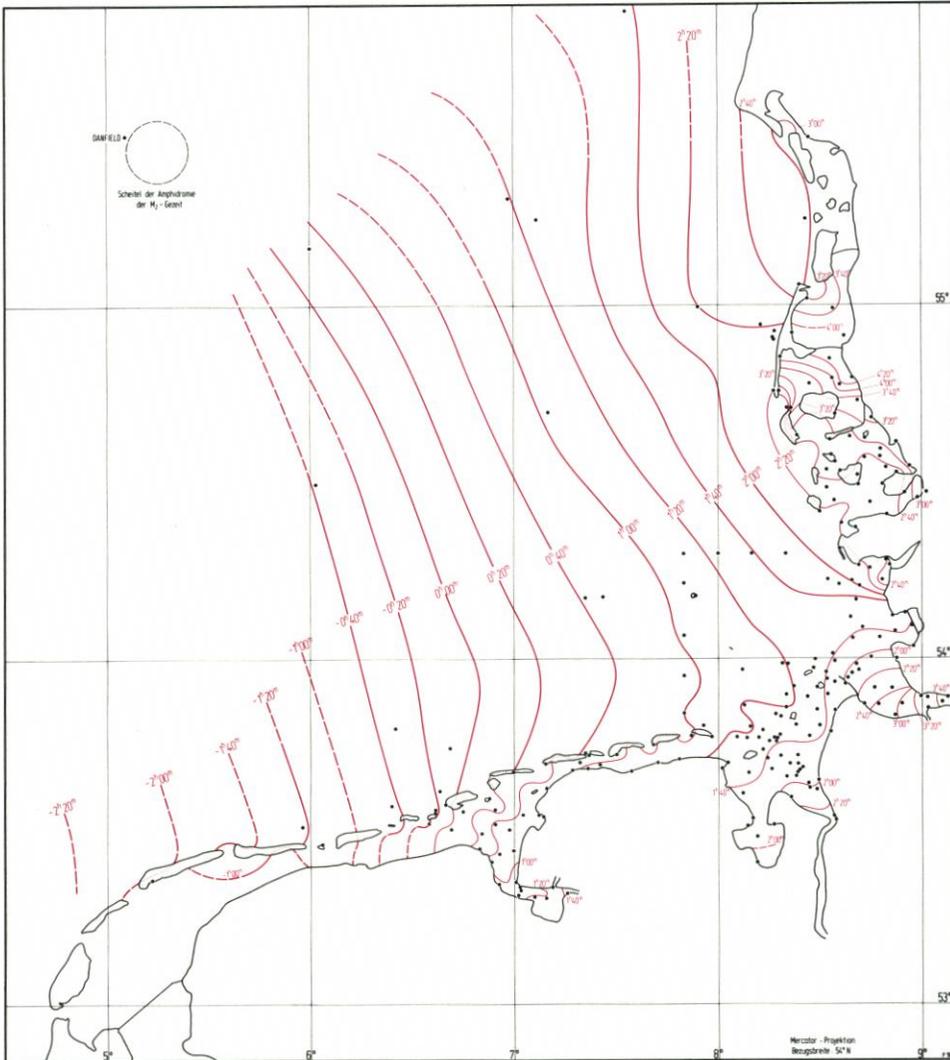


Abb. 8. Linien gleicher Tnw-Eintrittszeiten um 1980, angegeben in 20 Minuten-Intervallen vor/nach Eintritt Borkum-Südstrand

auf 640 cm weiter an. Durch die Topographie des Küstenvorfeldes bedingt, entwickeln sich die MThw-Höhen nach Süden sehr unterschiedlich. Von den Niederlanden über die Ems bis in das Jade-Weser-Ästuar erhöhen sich die MThw von ~ 630 cm bis auf Werte > 670 cm. Im Bereich der Außen- und Unterelbe bleibt das MThw unter 650 cm. Im Dithmarscher und nordfriesischen Wattgebiet steigt das MThw von West nach Ost und erreicht südlich der Linie Amrum-Langeneß-Küste Werte < 650 cm. Nördlich dieser Linie beträgt das MThw 620 cm bis 630 cm. Nördlich des Hindenburgdammes bleibt das MThw unter 600 cm.

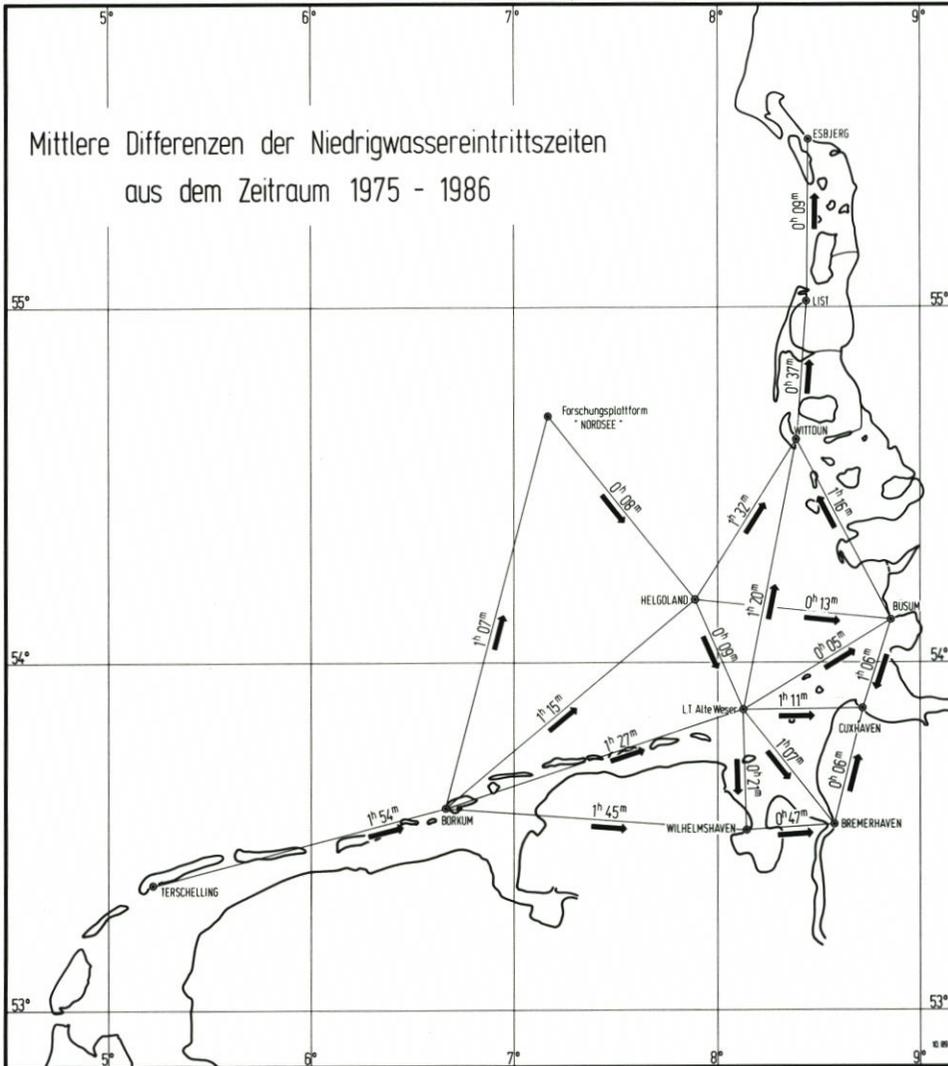


Abb. 10. Mittlere Differenzen der Niedrigwassereintrittszeiten zwischen verschiedenen Pegelorten um 1980

bzw. unter 320 cm. Im Bereich Küste-Föhr-Amrum wird auf einer sehr kurzen Entfernung ein MTnw-Unterschied von 390 cm auf < 350 cm erreicht. Nördlich und südlich des Hindenburgdammes beträgt das MTnw ~ 390 cm.

3.3.2.3 MThb um 1980 (Abb. 6)

Die Abb. gibt für die Linien gleicher MThb einen ruhigen Verlauf wieder. Vom Zentrum der M_2 -Gezeit steigt der MThb sehr gleichmäßig nach Südost bis auf 240 cm bei Helgoland an. Vor dem Wattsockel bzw. den Inseln werden folgende Hübe erreicht:

Von Borkum bis Wangerooge von 220 cm auf 280 cm ansteigend.

Vor den Weser-Elbe-Eider-Watten auf etwa 300 cm zunehmend.

Von Eiderstedt über Amrum bis Fanö von 280 cm auf 160 cm abnehmend.

Zum Dollart hin und zum Jade-Weser-Bereich gleichmäßig auf Werte von 300 cm bzw. auf über 360 cm ansteigend.

In der Außenelbe bleiben die Werte unter 300 cm.

Im Dithmarscher Watt wie auch östlich von Pellworm werden MThb mit über 320 cm gemessen. Von hier in Richtung Norden bis zum Hindenburgdamm nimmt der MThb auf 230 cm ab und erreicht nördlich des Hindenburgdamms Werte von weniger als 180 cm.

3.3.2.4 Eintrittszeiten der mittleren Tidehoch- und Niedrigwasser um 1980

Erstmals werden die Thw- und Tnw-Eintrittszeiten auf der Basis von Messungen bis in das Zentrum der M_2 -Gezeit ermittelt. Linien gleicher Thw- und Tnw-Eintrittszeiten geben die Zeitunterschiede gegen Borkum-Südstrand an.

3.3.2.5 Mittlere Thw-Eintrittszeit um 1980 (Abb. 7)

Die Eintrittszeit des Hochwassers verläuft entlang den ostfriesischen Inseln. Vor den Inseln hat die Linienstruktur eine SW-NO-Richtung bis nach Büsum und in die Ästuarie hinein. Im Bereich der Eider bis hin zum Hörnum Tief verlaufen die Linien von NNW nach SSO. In der südlichen Nordsee ist eine NW-SO-Zeitlinienstruktur erkennbar, die weiter nördlich, etwa ab Forschungsplattform Nordsee, einen mehr westlichen Verlauf in Richtung zum Zentrum der M_2 -Gezeit nimmt. Interessant ist die 2^h -Liniendarstellung. Nach anfänglicher SW-NO-Richtung von der Jade über die Watten sowie Weser und Elbe bis zur Meldorfer Bucht entwickelt sich diese Linie aus dem Dithmarscher Watt heraus zu einer Form, die sich bis zur Südspitze Sylts der Grenze des nordfriesischen Wattsockels in mehr nördlicher Richtung anpaßt, um von der Westküste Sylts fast orthogonal zur Küstenlinie in westlicher Richtung zum Zentrum der M_2 -Gezeit abzuschwenken. Auffällig ist auch der sehr langsame Tidefortschritt in das Hörnum Tief hinein.

3.3.2.6 Mittlere Tnw-Eintrittszeiten um 1980 (Abb. 8)

Für die mittleren Eintrittszeiten des Niedrigwassers ergibt sich im Westen zunächst ein ähnliches Bild wie bei den Thw-Eintrittszeiten. In der Nordsee hat die Linienstruktur bis etwa zur $1^h 40^m$ -Zeitlinie eine NW-SO-Richtung und im südlichen Küstenbereich einschließlich der Ästuarie eine SW-NO-Richtung. Im Dithmarscher und nordfriesischen Watt mit dem angrenzenden seewärtigen Bereich ist ebenfalls eine NW-SO-Richtung erkennbar, wobei die Zeitlinien im freien Meer nördlich des 54. Breitengrades einen fast nördlichen Verlauf nehmen, ohne daß in diesem Kartenausschnitt eine Richtungsänderung zum Zentrum der M_2 -Gezeit nachzuweisen ist. Aus dem Dithmarscher Watt heraus entwickelt sich mit Wattsockelparallelität die $2^h 20^m$ -Zeitlinie bis zur Südspitze Sylts, um bei Westerland orthogonal zur Küste seewärts mit später nördlicher Richtung ihren Fortgang zu nehmen. Auffällig sind außerdem die langsamen Tidefortschrittsgeschwindigkeiten um Föhr.

3.3.2.7 Mittlere Eintrittszeitdifferenzen dZF und dZE um 1980 (Abb. 9 und 10)

Zur Gewährleistung einer generellen Übersicht und zur zeitlichen Verknüpfung der wichtigsten Pegelorte in der südöstlichen Nordsee, wie auch als Ergänzung zu den Gezeitentafeln, sind in den Abbildungen die mittleren Thw- bzw. Tnw-Eintrittszeitdifferenzen zwischen verschiedenen Pegelorten zusammengestellt. Diese Auswertung stimmt bis auf wenige Minuten mit den astronomisch herzuleitenden überein.

Für Büsum war eine Neuberechnung vorzunehmen, weil sich durch die Abdämmung der Meldorfer Bucht Abweichungen zwischen den Eintrittszeitdifferenzen 1975/79 und 1982/86 an verschiedenen Pegelorten ergeben. So ist z. B. die mittlere Tidelaufzeit des Thw-Scheitels 1982/86 vom LT Alte Weser bis Büsum um 17^m kürzer als 1975/79 und beträgt nur noch 30^m, während für den Tnw-Scheitel die mittlere Zeitverschiebung zwischen beiden Orten jetzt nur noch mit 5^m anzunehmen ist. Die verbesserte Tideerfassung 1982/86 am Pegel Forschungsplattform Nordsee hat auch hier erhebliche Eintrittszeitverschiebungen zu anderen Orten gegenüber den ursprünglich für 1975/79 gen. bewirkt.

3.3.2.8 Mittlere Verhältnisse von Flut- und Ebbedauer T_F/T_E um 1980 (Abb. 11)

Die mittleren Flut- und Ebbedauern sind, soweit möglich, für alle Pegel, die auch das Tnw aufzeichnen, berechnet worden; aus diesen wurden die Verhältnisse von Flut- zu Ebbedauern abgeleitet.

Im Inneren der Deutschen Bucht und im äußeren Wattgebiet liegen die T_F/T_E -Verhältnisse um 0,9 bis 0,85. Die Küstenkonfiguration bewirkt, daß es in Küstennähe auch einzelne Bereiche gibt, in denen $T_F/T_E > 1$ ist, also die Flutdauer länger anhält als die Ebbedauer, wie z. B. nördlich Sylt, östlich Pellworm, in der Meldorfer Bucht, im Jadebusen und im Dollart. Auch können die T_F/T_E -Verhältnisse in der Küstenregion sehr differenzierte Werte annehmen; z. B. im Einzugsbereich des Hörnum Tiefs hat die Osterley einen Wert um 0,69, während über eine verhältnismäßig kurze Entfernung von hier nach Hörnum Hafen schon Werte um 1,03 erreicht werden. Auch elbaufwärts oberhalb der Ostemündung berechnet sich dieses Verhältnis in der Elbe mit kleineren Werten als 0,8.

Nördlich und westlich Helgoland steigt T_F/T_E von 0,9 bis auf das Maximum 1,17 in der Nähe des Scheitels der M_2 -Gezeit an.

3.3.3 Tideablauf im Küstenvorfeld und in der südöstlichen Deutschen Bucht um 1980

Im folgenden werden Informationen zu Momentaufnahmen (Linien gleicher Wasserstände in der südöstlichen Nordsee) zu einer bestimmten, auf Borkum-Südstrand bezogenen Zeitfolge vorgelegt. Grundlage der Darstellungen sind die aus Gezeitenmeßdaten entwickelten und auf NN - 5 m beschickten mittleren Tidekurven der Pegelorte (auch die der Hochseepegel) unter Berücksichtigung der betreffenden relevanten Zeitverschiebung zu Borkum-Südstrand.

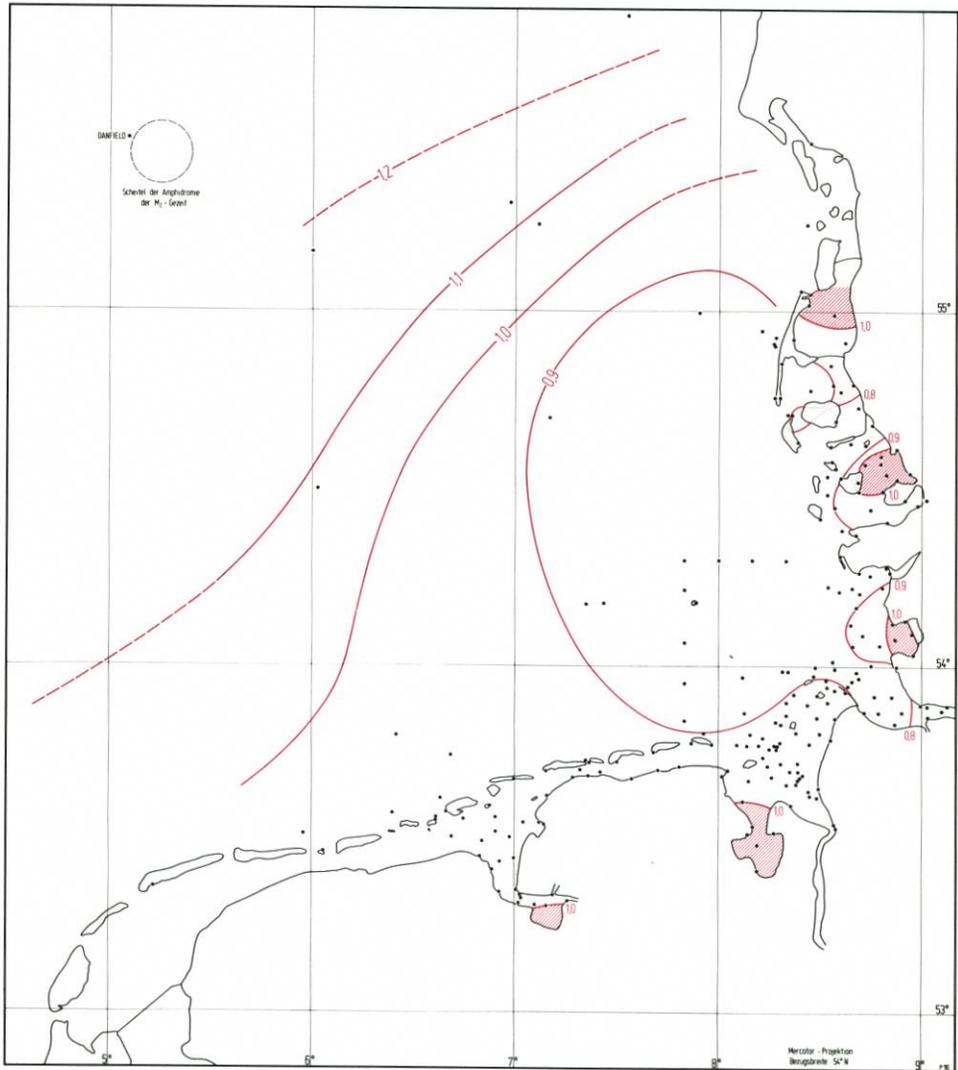


Abb. 11. Verhältnis der mittleren Flut- zur Ebbendauer T_F/T_E um 1980

3.3.3.1 Z. Z t. $T_{nw_{BOR}}$ (Abb. 12)

Um $T_{nw_{BOR}}$ hat sich eine große auffällige Senke vor der Küste Ostfrieslands bis zur Elbemündung gebildet. Dabei finden wir die niedrigsten Wasserstände in der Außenems bis zum Dollart, wohin sich zum Teil das ostfriesische Watt entleert, wie südlich von Norderney deutlich wird. Im Jadebusen ist der Wasserstand sehr weit gefallen. Nördlich Spiekeroog erreicht die Senke wiederum sehr niedrige Wasserstände. Der Weser-Elbe-Eider-Bereich zeigt noch ein deutliches Gefälle in Richtung See. Im nordfriesischen Wattenmeer ist ein gleichmäßig starkes seewärtiges Wasserstandsgefälle vorhanden. Vor der Insel Sylt von List-W bis Westerland beträgt das N-S-Gefälle 30 cm, während sich zwischen Westerland und Hörnum

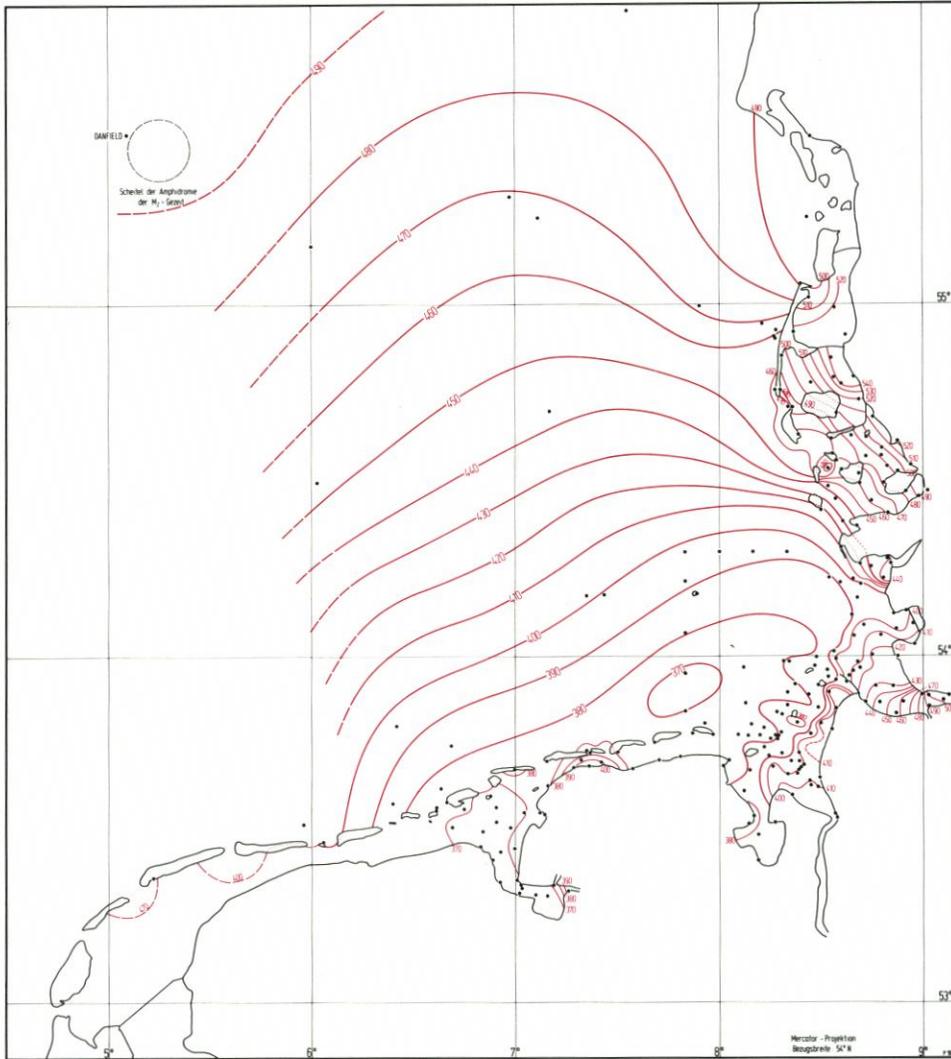


Abb. 12. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. T_{nw} am Pegel Borkum-Südstrand um 1980, angegeben in cm NN - 5 m

kein Unterschied in den Wasserständen zeigt. Auf dem freien Meer ist ein fast gleichmäßiges Wasserstandsgefälle von Norden nach Süden bis zur großen Senke vorhanden.

3.3.3.2 Z. Zt. $T_{nw_{Bor}} + 2^h$ (Abb. 13)

In der Deutschen Bucht ist ein sehr gleichmäßiges Gefälle nach Osten zu beobachten. Hinter dem westlichen Teil der Ostfriesischen Inseln und in der Außenems besteht dagegen ein starkes Gefälle nach SSO. Die Reste der Senke z. Zt. $T_{nw_{Bor}}$ sind im Jadebusen (< 300 cm)

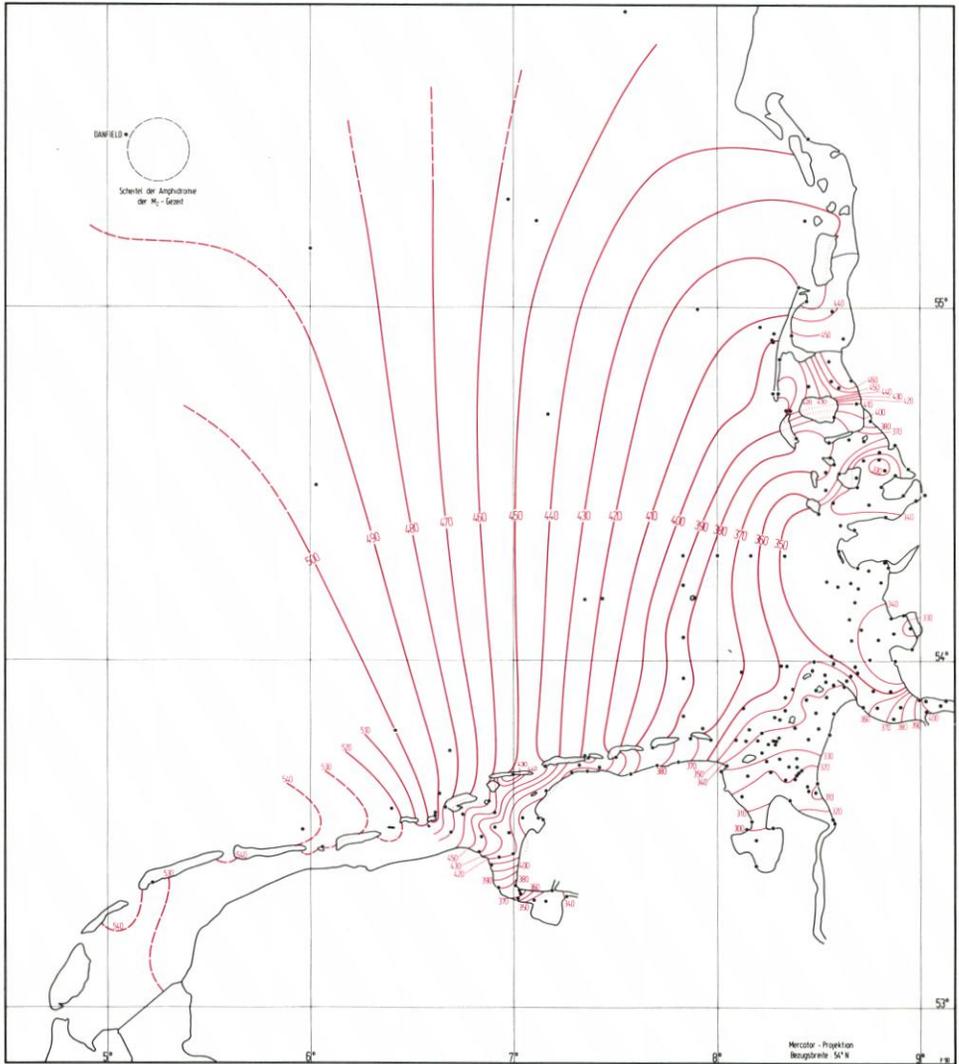


Abb. 13. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. Tnw + 2h am Pegel Borkum-Südstrand um 1980, angegeben in cm NN - 5 m

und vor der Dithmarscher Bucht (< 400 cm) auszumachen. Im Bereich südlich Langeneß bis Eiderstedt ergibt sich ein Gefälle in eine Senke östlich Pellworm. Zwischen Langeneß, Sylt und Hindenburgdamm zeigen sich sehr starke Gefälle nach Westen in das Hörnum Tief und nach Süden in die Föhrer Ley. In der Norder Aue herrscht volle Ebbe. Nördlich vom Hindenburgdamm gibt es ein relativ schwaches Gefälle zum Lister Tief. Vor Sylt von Westerland über List-West bis Blavandshuk steigt der Wasserstandsspiegel gleichmäßig an.

3.3.3.3 Z. Zt. $T_{nw_{BOR}} + 4^h$ (Abb. 14)

Zu dieser Zeit wird der Einfluß der Wattbereiche auf den Tideablauf besonders deutlich. Die Reste der Senke um $T_{nw_{BOR}}$ nördlich der Ostfriesischen Inseln finden sich jetzt westlich Römö. Von hier steigen die Wasserstände gleichmäßig um 1,5 m nach SW in Richtung Ameland an. Die höheren Wasserstände dringen von Westen her im tiefen Fahrwasser nördlich der Ostfriesischen Inseln in Richtung Eiderstedt vor. Dabei bilden sich starke Gefälle vor dem Dollart, hinter den Ostfriesischen Inseln, in Jade, Außenweser, über die Watten hinweg bis in die Elbe und weiter zum Dithmarscher Watt. Die Wasserstandshöhen betragen

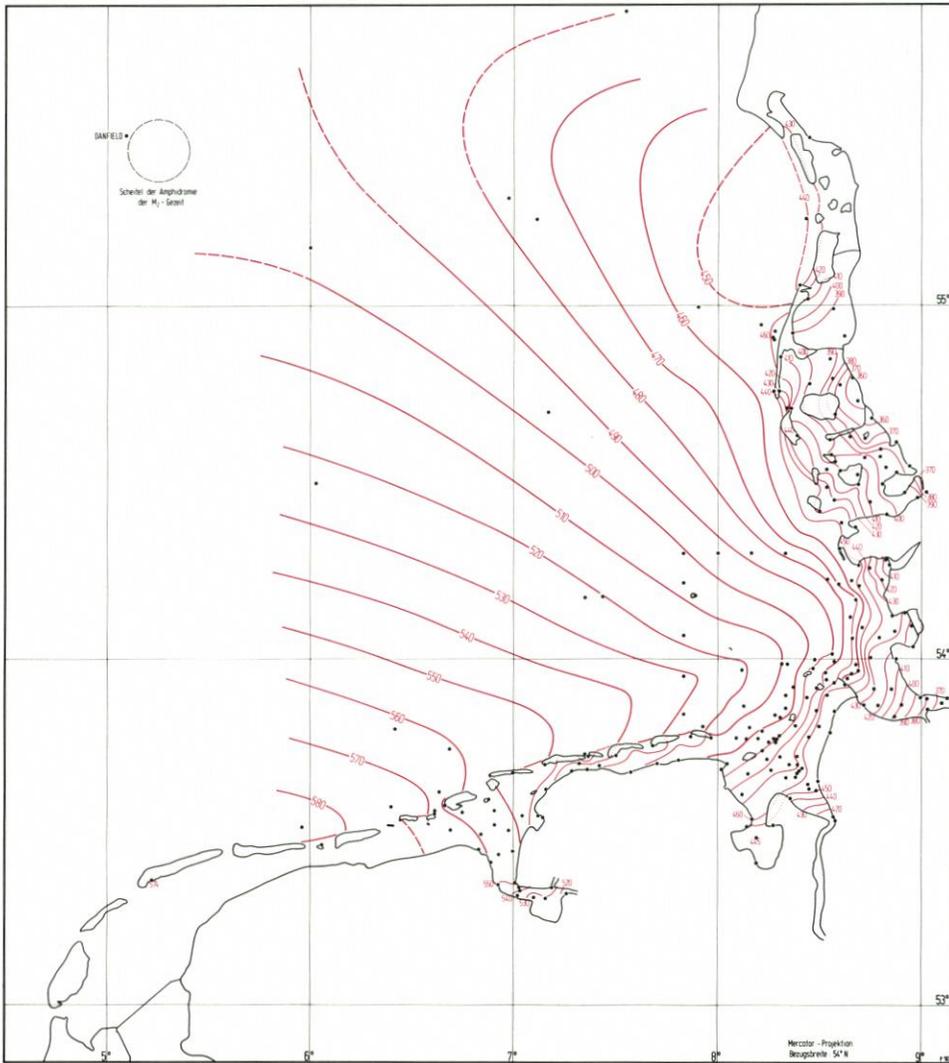


Abb. 14. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. $T_{nw} + 4h$ am Pegel Borkum-Südstrand, angegeben in cm NN - 5 m

im Dollart < 530 cm, im Jadebereich < 450 cm, in der Weser < 420 cm, in der Unterelbe < 370 cm und in der Außeneider < 410 cm.

Im nordfriesischen Wattenmeer herrscht starkes Gefälle von West nach Ost. Die niedrigsten Wasserstände treten östlich von Föhr mit < 360 cm auf. Zwischen Hindenburgdamm und Römö werden Wasserstände unter 390 cm gemessen. Westlich Rottumeroog setzt bereits Ebbe ein.

3.3.3.4 Z. Z t. $Th_{w_{Bor}} = 6^h$ nach $Tn_{w_{Bor}}$ (Abb. 15)

Inzwischen hat sich im Gebiet vor Trischen, Scharhörn und Knechtsand eine Zone mit relativ hohen Wasserständen (> 620) gebildet. Von hier fallen die Wasserstände gleichmäßig nach Norden und nach Westen. Die Zone mit Wasserständen > 600 bedeckt dabei das Gebiet südlich der Linie Rotterumeroog–Eiderstedt bis zum Jadebusen sowie Teile des Jade-Weser-Elbe-Ästuars bis zur Außeneider hin. Das Gefälle nach SO in die Ems, Weser, Elbe und Eider ist relativ gering. Im nordfriesischen Wattenmeer, südlich Langeneß, ist ein deutliches Gefälle von Süd nach Nord auszumachen. Um Föhr herum herrschen nach wie vor sehr komplizierte Tideverhältnisse. Nördlich des Hindenburgdamms verläuft das Gefälle von Nord nach Süd.

3.3.3.5 Z. Z t. $Th_{w_{Bor}} + 2^h$ (Abb. 16)

Zu dieser Zeit haben sich die Gefälle total verändert. Die höchsten Wasserstände werden im Jadebusen (> 680 cm), in der Weser (> 660 cm), vor Dithmarschen (> 650 cm) und vor Husum (> 640 cm) gemessen. Von dort fallen die Wasserstände mit langsam flacher werdendem Gefälle nach WNW. Der stärkste Wasserstandsanstieg von 530 cm auf 630 cm befindet sich in der Außenems. Insgesamt herrscht ein ruhiges Bild.

3.3.3.6 Z. Z t. $Th_{w_{Bor}} + 4^h$ (Abb. 17)

Vier Stunden nach $Th_{w_{Bor}}$ ist bereits die Bildung der Senke zu erkennen, die um $Tn_{w_{Bor}}$ in der inneren Deutschen Bucht vorhanden ist. Westlich von Rottumeroog liegen die Wasserstände bereits unter 400 cm, während im Dollart noch ~ 530 cm, in Jade, Weser und Elbe noch > 600 cm und im östlichen nordfriesischen Watt noch > 630 cm gemessen werden. Aus der genannten Senke steigt der Wasserstand nach NO und O vor den Watten gleichmäßig an. Im gesamten Wattgebiet bis zum Hindenburgdamm ist ein gleichmäßig ausgeprägtes starkes Gefälle nach See festzustellen.

Die Kombination von Küstenpegel- und Hochseepegeldaten hat die Tidephasendarstellungen um 1980 gegenüber denen von 1975/79 in jeder Hinsicht positiv beeinflusst. So werden die damaligen unvollständigen Phasenabbildungen von mittleren Tideverhältnissen und Tideabläufen in der freien Nordsee jetzt durch näherungsweise auf NN bezogene Gezeitenlinien dokumentiert. Damit ist erstmals eine Betrachtungsweise mittlerer Tidebewegungen vom Zentrum der M_2 -Amphidromie bis zur Küste im metrischen Maßsystem gegeben.

Im freien Meer war das Gezeitenbild 1975/79 insofern unvollständig und ungenau, weil bis zu diesem Zeitpunkt noch keine Hochseepegeldaten des DHI vorlagen, und ein damaliger Gedankenfehler führte bei der Ableitung des Helgoländer PN zu einer fehlerhaften Höhe (8 cm Differenz gegenüber dem jetzigen Ansatz; vgl. dazu LASSEN, 1989, S. 84).

Im Küstenbereich hat sich die Darstellung der Gezeitenverhältnisse um 1980 aufgrund

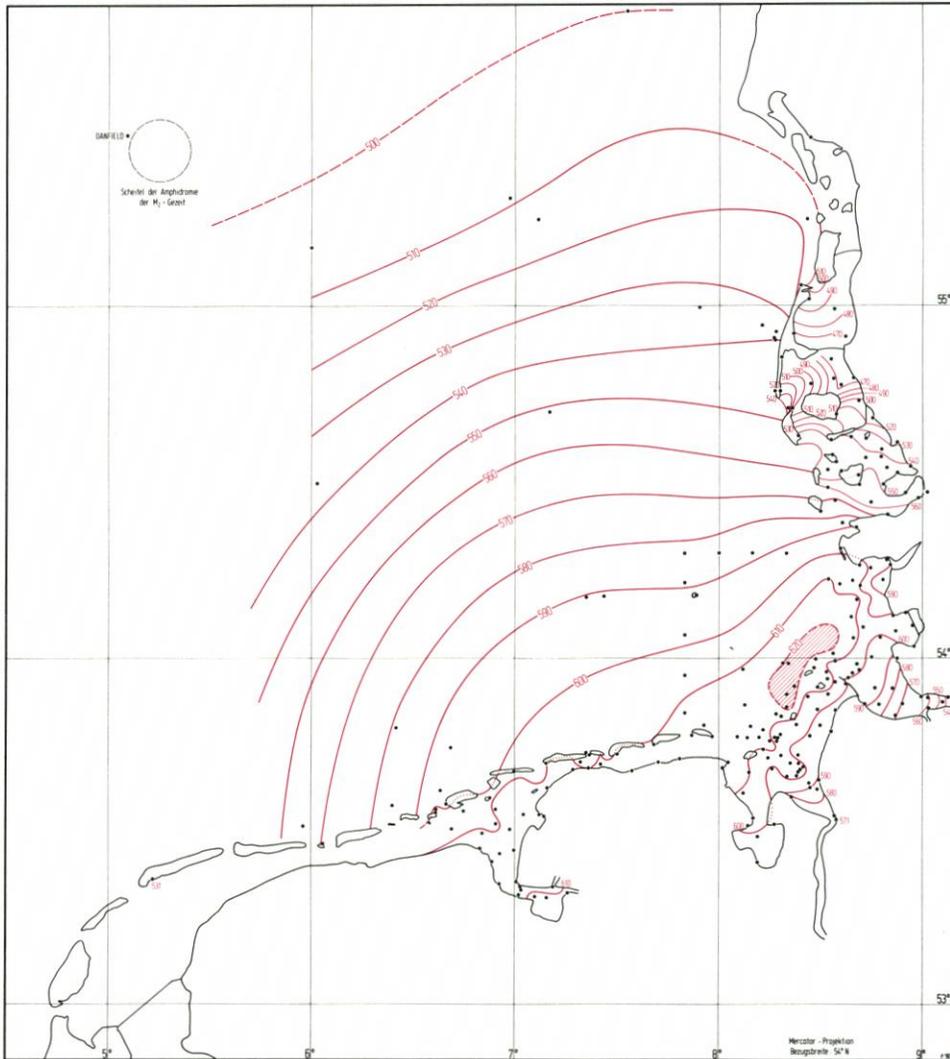


Abb. 15. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. Thw (= Tnw + 6h) am Pegel Borkum-Südstrand, angegeben in NN - 5 m

der großen Anzahl von Doppelmessungen und ergänzenden Pegeldata zu 1975/79 stabilisiert. Grundsätzlich sind sich hier die Gezeitenabbildungen aus beiden Berichtszeiträumen ähnlich.

Die Genauigkeit der interpretierten großräumigen Gezeitenanalyse um 1980 innerhalb der südöstlichen Nordsee ist im wesentlichen von der Art der Registrierung hydrologischer Meßwerte sowie von der Sorgfalt bei der Aufbereitung der Pegeldatakollektive abhängig. Von ausschlaggebender Bedeutung ist aber die Zuverlässigkeit der PN-Höhen.

Nur allzu oft werden Anomalien in Meßdaten und berechneten Gezeitenparametern als Phänomene gedeutet, die in Wirklichkeit aber nur Meß- oder Auswertungenauigkeiten sind.

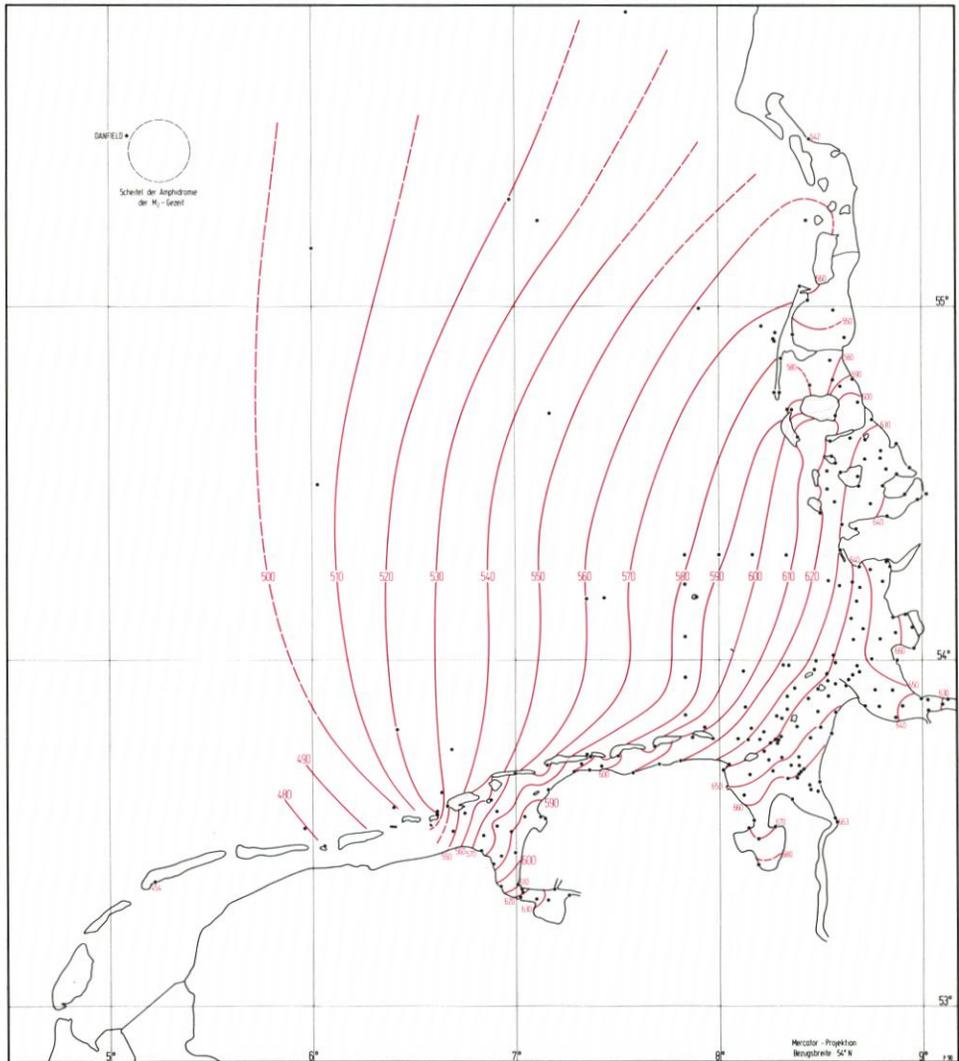


Abb. 16. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. Thw + 2h am Pegel Borkum-Südstrand, angegeben in cm NN - 5 m

So ist es auch bei einigen Pegeln im nordfriesischen Wattenmeer und im Wattbereich der Außenweser geschehen: Durch Ungenauigkeiten im PN-Höhenanschluß waren bei diesen Pegeln deren örtliche Tidephasenwerte verfälscht wiedergegeben und führten daher anfänglich zu völlig anderen Bildern im Tideablauf. Diese Unklarheiten konnten unter Einbeziehung des örtlichen MTmw als zeitliche Bezugsebene beseitigt werden. Mit Hilfe dieses indirekten Vergleichsverfahrens wurden signifikante Fehllagen der PN-Höhen von 1 bis 2,5 dm nachgewiesen. Die Wirkung der im örtlichen Bereich um das Maß der jeweiligen PN-Höhenverbesserung bereinigten Formlinien von Tidephasendarstellungen zeigte sich dann später in den harmonischen Gezeitenbildern.

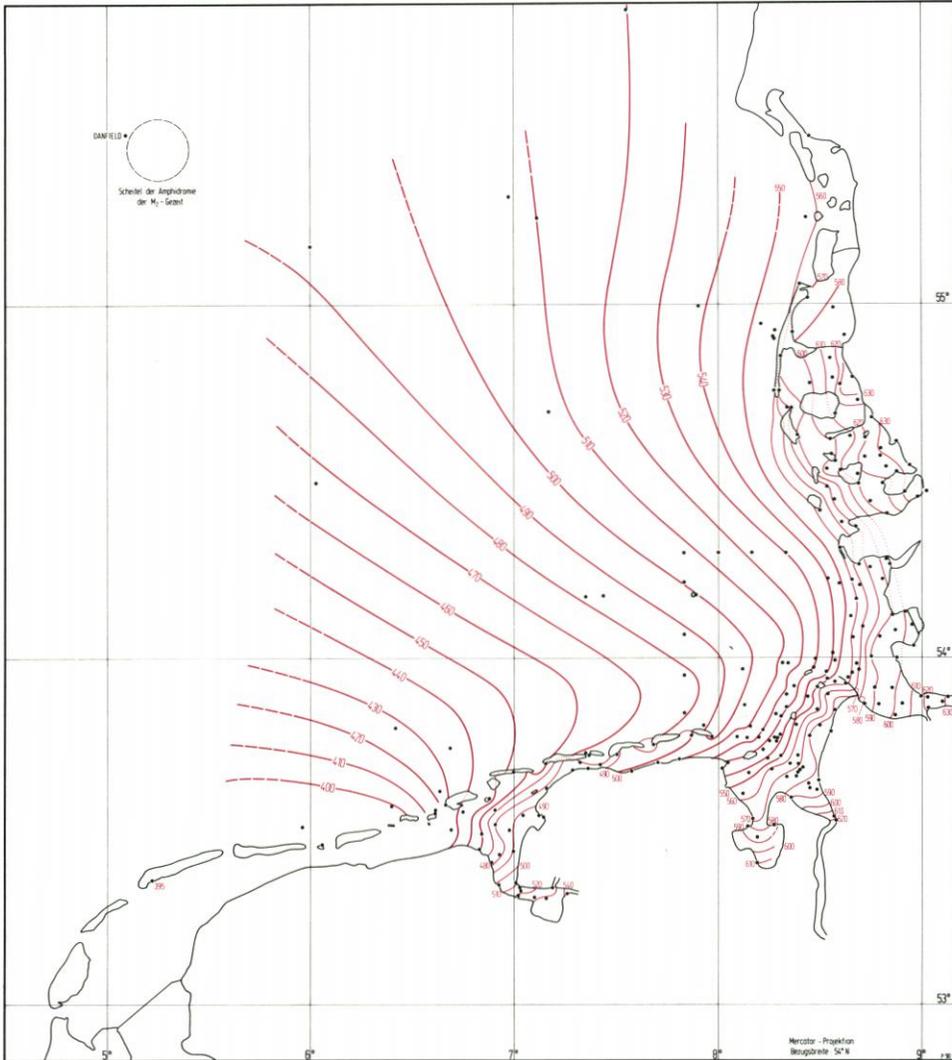


Abb. 17. Linien gleicher Wasserstände z. Zt. Thw + 4h am Pegel Borkum-Südstrand, angegeben in cm NN - 5 m

3.4 Zum großflächigen säkularen Trend

Im Bereich der südöstlichen Deutschen Bucht ist die Analyse eines plausiblen Säkular-trends heute immer noch problematisch, weil verschiedene Einflüsse auf die Tideabläufe teilweise örtlich vielschichtig verknüpft sind und daher mit der jeweiligen Ausrichtung des Küstenverlaufes Nord- und Ostfrieslands entsprechende Unterschiede in ermittelten Trend-aussagen je nach Pegelort erbringen. Eine für die Bestimmung eines MSL-Trends besser geeignete Approximation ist dessen Abschätzung aus großflächigen Veränderungen mittlerer Gezeitendarstellungen im Seebereich. Konkrete Kenntnisse darüber, ob sich aus abweichenden

den Gezeitendarstellungen im seewärtigen Bereich Trendaussagen analysieren lassen, gibt es bisher nicht. Daher wird erstmals der Versuch unternommen, aus Gegenüberstellungen und Bewertungen der Gezeitenabbildungen von MÖLLER (1930), diesem Bericht (um 1980) und dem DHI (1986), deren kartographische Gezeitenbearbeitungen ausschließlich auf beobachteten Tidedaten beruhen, diese auflösende Kartenanalysemethode anzuwenden.

Die Trendschätzung wird natürlich um so brauchbarer, je besser das Datenmaterial von Umfang und Genauigkeit her die wahren Tideverhältnisse im gesamten Untersuchungsgebiet für die jeweilige Auswertung repräsentiert. Im Seegebiet der Nordsee liegt die Problematik bei Verfolgung säkularer Änderungsprozesse in der Bereichsgröße, weil es hier schwierig wird, die erforderlichen Tidebeobachtungen in der nötigen Dichte mit ausreichender Genauigkeit für die abschließende kartographische Darstellung der Thw- und Tnw-Zeitdifferenzlinien und Wasserstandslinien durchzuführen.

MÖLLER hat vorwiegend Gezeitenbeobachtungen in der Deutschen Bucht und in den küstennahen Wattgebieten, hauptsächlich aus dem Zeitraum 1920 bis 1930, aber auch älteres Datenmaterial, zu einer umfassenden Arbeitshypothese zusammengefaßt. Auf der Grundlage von ca. 235 heterogenen und verstreut liegenden Pegel- und Lotpositionen (ohne Flüsse) hat MÖLLER deren Meßdaten für die Erstellung der Gezeitenkarten unter teilweiser Berücksichtigung der Meeresbodentopographie aufbereitet. In ihrer Schlußbetrachtung bemerkt sie, daß die Ergebnisse wegen der unterschiedlichen Datenqualität nur mit einer gewissen Vorsicht zu betrachten sind, wenn sie auch im allgemeinen das Richtige treffen.

Die vorliegende Arbeit interpretiert die Gezeitenverhältnisse im Küsten- und seewärtigen Bereich der südöstlichen Nordsee mit einer abschließenden Gesamtdarstellung der Tideentwicklung aus zusammengefaßten Küsten- und Hochseepegeldaten von 1975 bis 1986, wobei die Anzahl und die räumliche Verteilung der Hochseepegelstationen für die letzten Feinheiten der Flutstundenlinien in seewärtiger Ausdehnung noch nicht ausreichend sind und daher nur einen detaillierten Eindruck vermitteln können.

Das DHI berücksichtigt bisher im freien Seegebiet der Nordsee nur übergreifende jährliche Pegelanalysen von 120 Küstenorten als Basis für den Ansatz rechnergestützter Gezeitendarstellungen. Bei Einbeziehung von Gezeitenwerten aus dem Seebereich in diese Analyse ist es durchaus möglich, daß die vorliegenden Gezeitenabbildungen eine nachweisbare Formveränderung erfahren.

Linien gleicher mittlerer Hoch- und Niedrigwasser-Eintrittszeiten umkreisen das südliche Zentrum der M_2 -Gezeit in der Deutschen Bucht. Damit erlangt die Position des Zentrums für die Linienkonfiguration eine gewisse Bedeutung. Für das Zentrum der M_2 -Gezeit liegen jedoch verschiedene abweichende geographische Koordinaten vor (Tab. unter Kap. 3.3.1), so daß hier ableitbare Aussagen zu Formveränderungen von Gezeitendarstellungen bis zu einer gewissen Entfernung vom Zentrum nur unter Berücksichtigung der jeweiligen Zentrumsposition zu erwarten sind. Die genannten kartographischen Gezeitendarstellungen sind abgestützt auf die in o. g. Tabelle angegebenen Koordinaten für das Zentrum der M_2 -Gezeit, wobei die in diesem Bericht mit denen des DHI identisch sind.

Gegenüberstellungen der kartographischen Gezeitendarstellungen:

Flutstundenlinien:

Bei MÖLLER und dem DHI sind die Linien gleicher mittlerer Hochwasserzeitunterschiede auf den Durchgang des Mondes durch den Nullmeridian bezogen, während dieser Bericht seine

mittleren Thw-Eintrittszeiten auf Borkum bezieht. Ein Vergleich beider Darstellungsweisen ist möglich, weil für einige Orte beide Zeiten bekannt sind, um die zeitlichen Abweichungen zwischen den Abbildungssystemen zu bestimmen. So werden die Zeitlinien $0^h 20^m$ und $1^h 20^m$ dieser Arbeit mit der 10^h - bzw. 11^h -Linie von MÖLLER und dem DHI gegenübergestellt und durch den unmittelbaren Linienvergleich simplifiziert interpretiert. In Abb. 18 wird deutlich, daß die Flutstundenlinie $0^h 20^m$ mit den 10^h -Linien stark divergiert und auch keine Ähnlichkeit im abgebildeten Linienverlauf gegeben ist. Die 11^h -Linien passen dagegen wesentlich besser zusammen und auch zur $1^h 20^m$ -Linie.

Die Ergebnisse dieser Formveränderungsanalyse weisen eher auf teilweise unzureichende Tideeffassung als auf Trends hin.

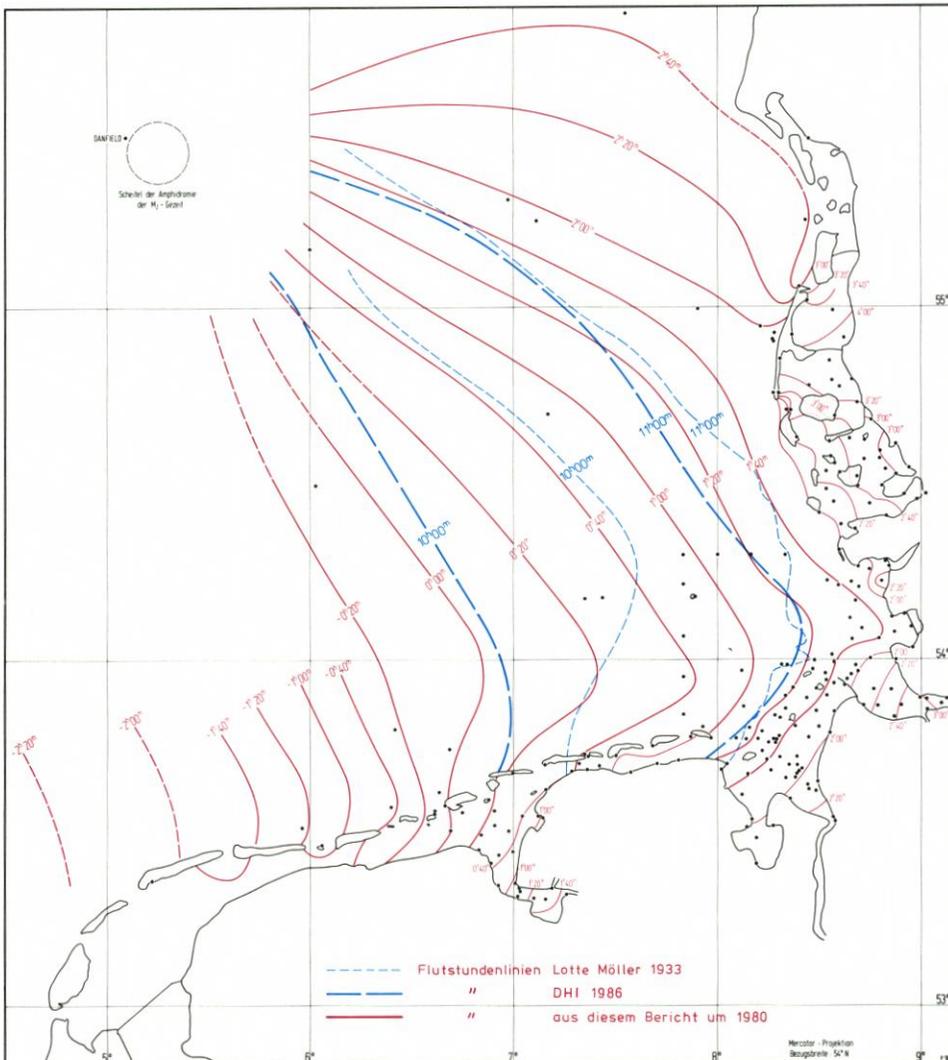


Abb. 18. Vergleich der Linien gleicher Thw-Eintrittszeiten bei Möller (1933), DHI (1986) mit Abb. 7 (um 1980)

Mittlerer Tidehub:

Erstaunlich gut stimmen in der äußeren Deutschen Bucht MÖLLER's MThb-Linien mit denen dieses Berichtes überein (Abb. 19). Im Bereich Jade- bis Elbemündung scheint ein Trend zu höheren MThb erkennbar, wie er sich auch aus Einzelpegel-Analysen darstellt.

Letztlich kann festgestellt werden, daß die Bestimmung eines großflächigen säkularen Trends aufgrund der vorliegenden kartographischen Gezeitendarstellung nicht zu einem quantifizierten Erfolg geführt hat. Bei den Darstellungen langfristiger Veränderungen ist es erforderlich, nachzuweisen, daß die Veränderung auch tatsächlich erfolgt oder nicht erfolgt ist. Für diesen Nachweis reichen die Güte des vorliegenden Datenmaterials und die Anordnung der Meßpositionen nicht aus. Verbesserte Informationen über den seewärtigen Tideab-

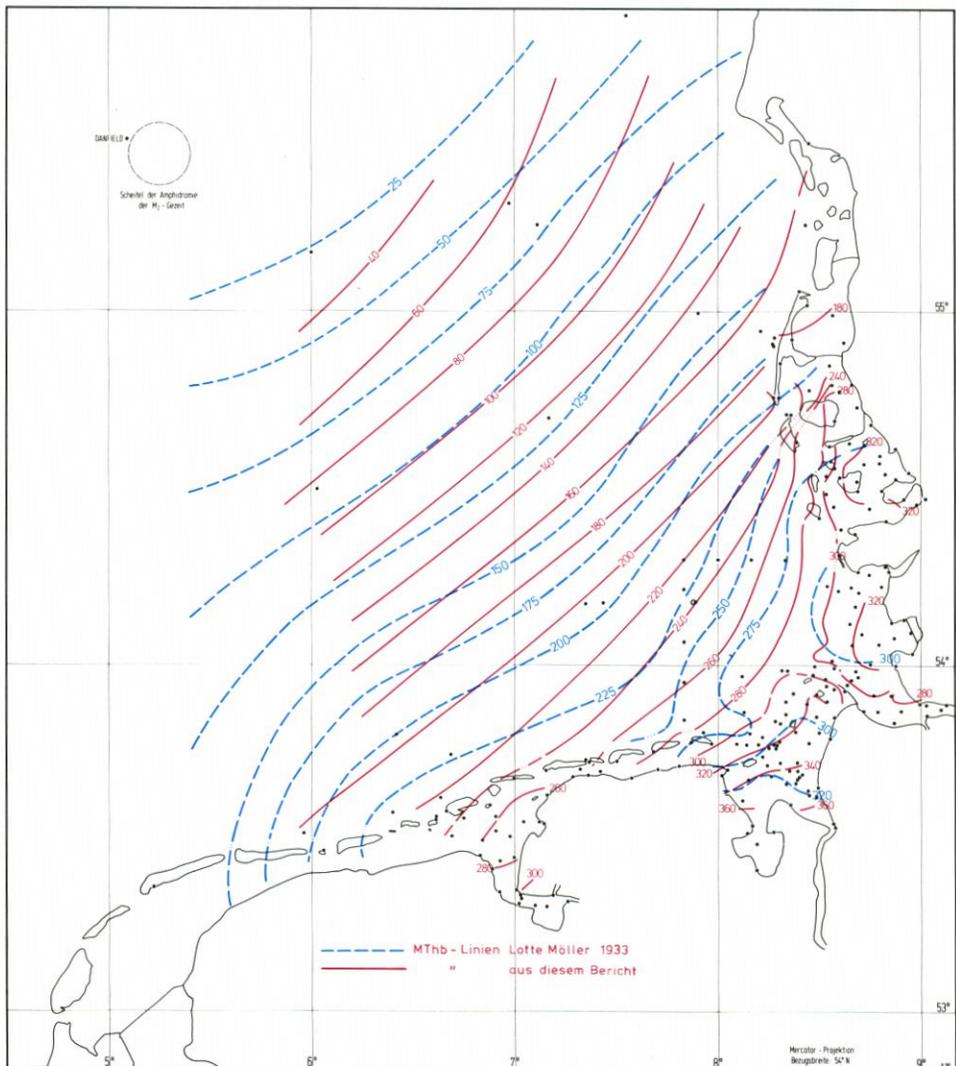


Abb. 19. Vergleich der MThb-Linien bei Möller (1933) mit Abb. 6 (um 1980)

lauf mit der notwendigerweise zu steigenden Datenqualität können die Gezeitendarstellungen zur Feststellung von ev. Tideveränderungen entscheidend ergänzen, wobei die Gezeitenabbildungen dieses Berichtes durchaus als Grundlage für spätere kartentgetreue Interpretation dienen können.

3.5 Weitere Hinweise

- a) Mittlere Tidekurven geben einen ersten Eindruck von örtlichen mittleren Tideverhältnissen und -veränderungen eines Pegelortes im betrachteten Zeitraum wieder. Besonders in der Küstenzone sind im Kurvenverlauf charakteristische Unregelmäßigkeiten enthalten, deren Ursache in der hier nicht mehr vorwiegend amphidromisch beeinflussten Tide liegt. Zu diesen Merkmalen zählen u. a. Füllvorgänge großer Wattflächen aus den Prielsystemen, die sich hier im unterschiedlichen Anstieg des Wasserspiegels in der Tidekurve andeuten, weil den Prielen zu diesem Zeitpunkt sehr viel Wasser entzogen wird. Auch Ungleichheiten in der Strömungsgeschwindigkeit an gegenüberliegenden Begrenzungen großer Ströme bewirken über die Strombreite abweichende Tidedarstellungen. Ebenso sind nach Baumaßnahmen im Küstenvorfeld örtliche Veränderungen im Gezeitenablauf zu erwarten. Als Beispiel sei der Bau des Hindenburgdammes genannt. Die Analyse der Tideverhältnisse von Pegel Hörnum Hafen und Osterley ergibt von 1918/19 – also die Zeit vor dem Dammbau – bis 1982/86 eine Zunahme des Abstandes MThw-MTmw um 15 bis 30 %, im Tidehub um 12 % für Hörnum Hafen und 25 % für die Osterley. Die Flutdauer nimmt an beiden Orten um 40 Min. zu, damit verkürzt sich die Ebbedauer um 40 Min.
- b) Aus den ca. 400 Tideanalysen im Untersuchungsgebiet geht eindeutig hervor, daß die Ganglinien der Tidekurven von Ort zu Ort voneinander abweichen, aber kaum über kürzere Zeiträume am selben Ort. So lassen sich nur vereinzelt Unterschiede zwischen den mittleren Tidekurven der einzelnen Pegelstationen von 1975/79 und 1982/86 nachweisen. Auch die zeitlich differierenden örtlichen MTmw-Höhen haben keine wesentliche Auswirkung auf den k -Wert, der das Verhältnis $(MThw-MTmw)/MThb$ darstellt. Selbst über lange Zeiträume, wo sich MThb verändern kann, bleibt k konstant (LASSEN, 1989). Mit dem Bezugswert MTmw und dem Faktor k aus der vorgegebenen Geometrie einer mittleren Tidekurve sind die besseren Parameter zur Bestimmung eines säkularen Meeresspiegelanstieges gegenüber MThw und MTnw gegeben. Bei zukünftigen Trendanalysen sollten daher MTmw und k mit in die Ausgleichsrechnung eingeführt werden, um eine bessere Aussagesignifikanz der Trendrichtung zu ermöglichen.
- c) In der vorliegenden Arbeit werden die Gezeitenverhältnisse in der südöstlichen Nordsee durch Wasserstandsdaten von Hochseepegeln aus dem Bereich des amphidromischen Zentrums der M_2 -Gezeit bis in die Küstenregion anschaulich beschrieben. Damit werden auch erstmals die Verhältnisse beim natürlichen Zusammenwirken aller Partialtiden mit jeweils unterschiedlichen Amphidromien im Bereich der M_2 -Amphidromie durch Wasserstände eines Pegels im Danfeld (ca. 10 km westlich des rechnerisch festgelegten Scheitels der M_2 -Amphidromie) und den Hochseepegelstationen 78408 und 79410 (ca. 60 km südöstlich dieses Ortes) annähernd beschrieben.
- Im Danfeld beträgt die Schwankungsbreite im täglichen Wechsel von hohen und niedrigen mittleren Wasserständen bis zu 2,5 dm. Es dürfte hier keine Differenzen geben, wenn es ein Zentrum einer gemeinsamen Amphidromie gäbe, wo sich die Höhenlage des Meeresspiegels nicht veränderte.
- Weiter südlich bei den Stationen 78408 und 79410 zeigt sich schon ein kleiner Thb von etwa 30 cm. Aufgrund der geometrischen Lage der mittleren Linien gleicher Hochwasserzeit-

und Niedrigwasser-Zeitunterschiede zum Zentrum ist es in diesem Gebiet schwierig, T_F , T_E und vernünftige Eintrittszeitdifferenzen abzuleiten. Aus dem dargelegten Grund konnten die genannten Werte für die beiden Hochseepegelstationen vergleichsweise nur sehr ungenau ermittelt werden.

Das amphidromische Zentrum der M_2 -Gezeit liegt näherungsweise auf der Niveaufläche des Geoids. Von hier steigt der Wasserstand durch den Buchteneffekt bis zum Küstenvorfeld an und wird weiter durch dortige Topographie beeinflusst.

- d) Um die vorhandenen Wasserstände des Pegels Helgoland für Analysen vollständig zu nutzen, ist es wichtig, festzustellen, ob sich der Abstand der dortigen Festpunkte zum Geoid von 1916 bis 1986 durch Hebungen des Salzstockes, Standortwechsel des Pegels und Nachkriegsereignisse (Bombenabwürfe und Sprengungen) wesentlich verändert hat.

Bei der Herausbildung von Salzstöcken handelt es sich um einen Fließvorgang im festplastischen Zustand. Die dadurch bedingte Hebung der Erdoberfläche erfolgt sehr langsam. Deren Größenordnung ist meßbar klein und dürfte Werte von 2 bis 4 cm/Jh nicht überschreiten (nach LINKE aus LASSEN, 1989). Diese Bewegungsraten haben also kaum Einfluß auf die Höhenlage der Festpunkte.

Auch Vergleiche der auf die Helgoländer Festpunkte bezogenen MTmw-Höhen mit den dazugehörigen k-Werten ergeben für die o. g. Zeitreihe in den Extremwerten nur geringe Differenzen um 1 bzw. 2 %.

Es ist daher zu vermuten, daß sich das Helgoländer Pegelnull – bezogen auf die vor 1945 vorhandenen und nach 1952 weiterbenutzten Höhenfestpunkte – nicht geändert hat.

- e) Bei der Entwicklung der Zeitlinien Thw, Tnw und der Isohypsen zeigte es sich, daß die Linienstrukturen vor der Küste der Insel Sylt (Westerland) einen unruhigen Verlauf nehmen und ihre Richtung teilweise senkrecht zum Küstenverlauf ändern. Warum das so ist, kann im Moment noch nicht beantwortet werden.

4. Auswahl von Säkularpegeln

Die Erfahrung hat gezeigt, daß heute nicht mehr derart viele Pegeldata in Abhängigkeit von Natureinflüssen bei der Verfolgung von Tidebewegungen bearbeitet werden können. In Tab. 5 wird daher der Versuch unternommen, einige Pegel nach den dort vorgegebenen Kriterien auszuwählen, um aus deren Daten resultierende Veränderungen in Gezeitenabläufen sowie in dem Säkulartrend zu erfassen.

Bezogen auf die Ausdehnung der Nordseeküste muß man feststellen, daß alle Pegel, deren Daten zur Ableitung eines Säkulartrends dienen, diesem Ziel nicht genügen. Es wird daher vorgeschlagen, die Daten der unter Spalte „Auswahl“ mit x versehenen Pegelorte zukünftig zur Ermittlung des Säkulartrends für die Deutsche Bucht zu verwenden. Die Pegelstandorte sind der Küste vorgelagert, so daß hier die küstenspezifischen Wirkungen auf den Wasserstand nicht mehr so stark hervortreten. Zusätzlich zu diesen Standorten sollte noch eine neue Pegelstation vor Eiderstedt eingerichtet werden. Siehe dazu Abb. 20.

Tabelle 5. Auswahl Säkularpegel

- 1 – Lage
 2 – Dauer der Aufzeichnungen
 3 – Sicherheit des Höhenanschl. (ohne Berücksichtigung möglicher Küstensenkung)

Pegel	1	2	3	Wertung	Auswahl*)
Helgoland	+	-	(+)	+	+
Borkum	-	-	+		+
Norderney	-	+	-		
Wilhelmshaven	-	(+)	+	+	
Bremerhaven	-	-	+		
LT Alte Weser	+	-	+	+	+
Cuxhaven	-	+	+	+	
LT Vogelsand	+	-	+	+	+
Büsum	-	-	+		
Husum	-	+	+	+	
Wittdün	-	-	-		
Westerland	+	-	-		+

* Stationen, an denen man in Zukunft den „reinen“ Säkulartrend näherungsweise erfassen kann

5. Hinweise auf weitere Unterlagen, die den Verwaltungen zur Verfügung stehen

Die Ergebnisse der umfangreichen Bearbeitung von Wasserständen im Bereich der südöstlichen Deutschen Bucht sind sowohl in mittleren Tidekurven als auch in den dazugehörigen „Spiegeln“ festgehalten. Diese Unterlagen stehen allen interessierenden Dienststellen zur Verfügung.

Die mittlere Tidekurve eines Pegelortes ist im Format DIN A3 und DIN A4 abgebildet und enthält die Höhe des mittleren Tidemittelwassers.

Die Spiegel der Pegel enthalten u. a. Hinweise für: das fünfjährige MThw- bzw. MTnw-Mittel (wichtig für Pegel mit kurzer Aufzeichnungsdauer), die Regressionsbeziehung zwischen Bezugs- und Anschlußpegel, Tideeintrittszeiten vor bzw. nach Tideeintritt am Bezugspegel, die Flut- und Ebbedauer, die Höhe des mittleren Tidemittelwassers, die Höhe des mittleren Tidehalbwassers und den Faktor k .

Abschließend ist noch eine Pegelbibliographie vorgesehen mit Kommentaren zu:

- Standort(e)
- Aufzeichnungsart und -güte hinsichtlich Höhe und Zeit (Standortabweichungen, astron. Einflüsse)
- Aufzeichnungsdauer (auch historisch); Hinweise
- Übertragbarkeit der Daten auf den Zeitraum „um 1980“, sofern nur Aufzeichnungen vor 1980 vorliegen
- Veränderungen mittl. Tidekurven aus verschiedenen Zeiträumen
- vorliegenden Beziehungsgleichungen zwischen Bezugs- und Anschlußpegel unter Einbeziehung des mittleren Tidemittelwassers; so läßt sich für die Höhenableitung des betr. Pegelnullpunktes – besonders wichtig bei Saisonpegel – eine Signifikanz der Höhenwerte angeben. Damit sind auch Rückschlüsse auf die Höhenstabilität von Festpunkten möglich
- zu Hochseepegelstationen einschl. Forschungsplattform.

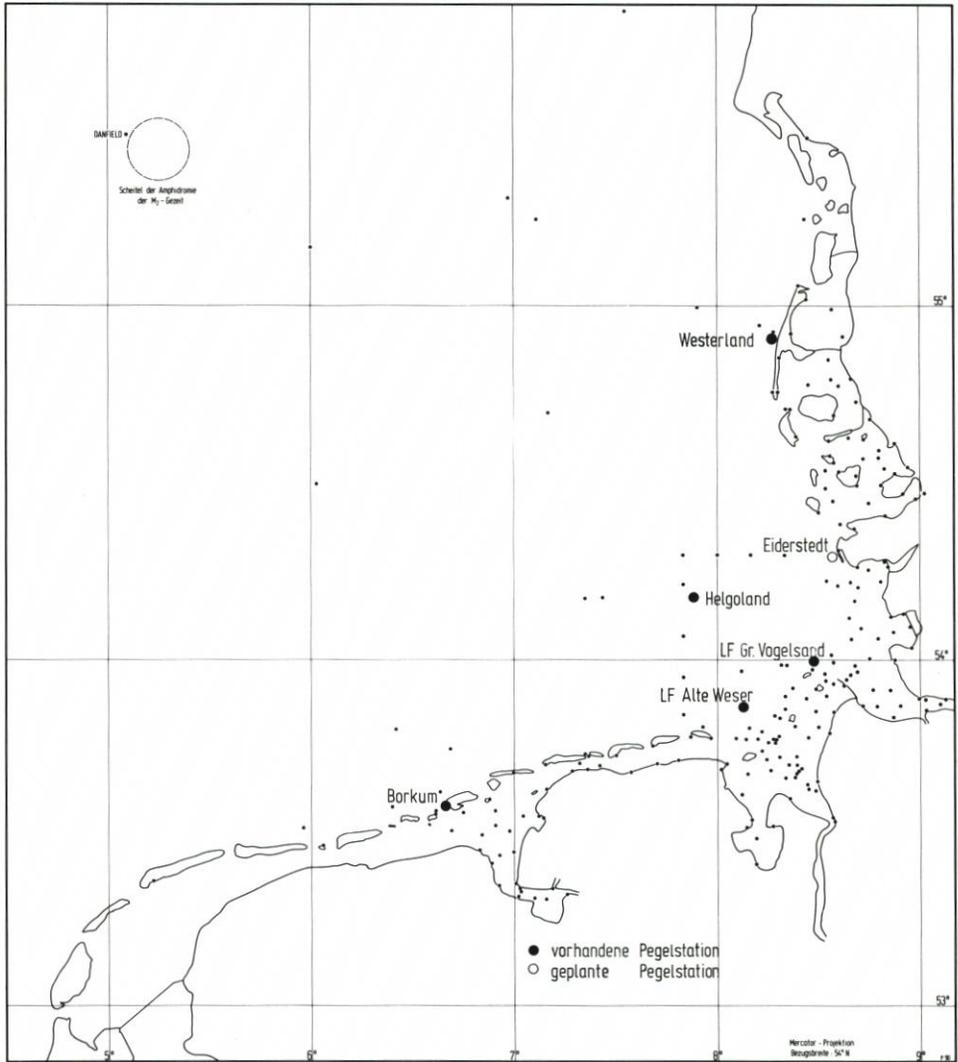


Abb. 20. Standorte der vorgeschlagenen Säkularpegel

6. Schriftenverzeichnis

- A. d. V.: Wiederholung des deutschen Nordseeküstennivellements in den Jahren 1949 bis 1955 (1959 und Vergleich mit der ersten Messung in den Jahren 1928 bis 1931 [1937]). Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland. Hannover, 1960.
- DIETRICH, G.: Ozeanographisch-meteorologische Einflüsse auf Wasserstandsänderungen des Meeres am Beispiel der Pegelbeobachtungen von Esbjerg. DHZ 1952.
- GÖHREN, H.: Tidewasserstände und Windstau im Elbmündungsgebiet. Hamburger Küstenforschung, H. 3, 1968.

- HANSEN, W.: Theorie zur Errechnung des Wasserstandes und der Strömungen in Randmeeren nebst Anwendungen. Tellus, Nr. 3, 1956.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts, H. 83, 1984.
- LASSEN, H.: Säkularer Meeresspiegelanstieg und tektonische Senkungsvorgänge an der Nordseeküste. Vermessungsw. und Raumordnung, H. 2, 1984.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südöstlichen Nordsee. Die Küste, H. 50, 1989.
- MÖLLER, L.: Das Tidegebiet der Deutschen Bucht. Geographisch-naturwissenschaftliche Reihe, H. 23, März, 1933.
- LEONHARD, T.: Zur Berechnung von Höhenänderungen in Norddeutschland. Wissenschaftliche Arbeiten der Fachrichtung Vermessungswesen der Uni Hannover, Dissertation, 1980.
- SIEFERT, W.: Zur Meßgenauigkeit der Pegelaufzeichnungen in der Außenelbe. Hamburger Küstenforschung, H. 13, 1970.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelbewertungen. Die Küste, H. 42, 1985.
- STEWART et al.: Relative sea-level change: a critical evaluation. Unesco reports in marine science. Paris, 1990.
- WIESE, H.-W.: Messungen der Wasserstände in der Deutschen Bucht während DEBEX '81. Erste Ergebnisse mit neuen Hochseepegeln. Intermaritec, 1982.

Digitales Geländemodell Küste (DIGEKÜ) – Grundlagen und Aufgabe –

Von WILFRIED SCHLEIDER und GERD BUZIEK

Zusammenfassung

Umfassende Erkenntnisse über Ursachen morphologischer Veränderungen im deutschen Küstenvorfeld der Nordsee lassen sich nur mit einem Geographischen Informationssystem (GIS) gewinnen. Basisdaten liefern die Ergebnisse hydrographischer Vermessungen. Die Aufbereitung dieser Daten zu einem Digitalen Geländemodell Küste – DIGEKÜ – wird dargestellt.

Summary

Significant insight into the causes of morphological changes in the German coastal zone can only be achieved using a Geographical Information System (GIS). Basic data are obtained from hydrographic surveys. The technique for generating a digital coastal topographical model (DIGEKÜ) is presented.

Inhalt

1. Einleitung	139
2. Ablage der Vermessungsdaten	139
3. Verarbeitung der Meßdaten zu Tiefenlinien	140
4. Hardware-Komponente	141
5. Software-Komponente	141
5.1 Die TASH-Module	141
6. Die interaktive Bearbeitung	143
6.1 Das graphisch-interaktive Programmsystem GRIPS	144
7. Ausblick	144
8. Schriftenverzeichnis	144

1. Einleitung

Seit 1975 werden die deutschen Küstengewässer der Nordsee annähernd alle 5 Jahre in unterschiedlicher Ausdehnung vermessen. Es handelt sich hierbei um eine Gemeinschaftsaufgabe der wasserbaulichen Küstendienststellen des Bundes und der Bundesländer sowie des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH). Die Projektleitung liegt bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest in Aurich. Die jeweils auf 3 Jahre terminierte Vermessung läuft erneut seit 1989 und wird derzeit im Jade-Weser-Elbe-Gebiet küstenseitig bis zur MThw-Linie durchgeführt (Schleider, 1985).

2. Ablage der Vermessungsdaten

Über die unterschiedlichen Vermessungsmethoden im Küstengebiet ist mehrfach veröffentlicht worden, auch über die Einflüsse der Standardabweichungen der Ortung, der

Beschickung sowie des Squats auf die Tiefenmeßgenauigkeit (Meiswinkel, 1983). Abschließende, allgemeingültige Aussagen dürften sich jedoch erst mit Einbeziehung von GPS-Messungen erzielen lassen.

Die Ablage sämtlicher Vermessungsdaten eines jeden Jahres erfolgt nach Plausibilisierung im Blattschnitt des Küstenkartenwerkes, Maßstab 1:25 000 in Gauß-Krüger-Koordinaten und NN bzw. SKN-Bezug beim Rechenzentrum der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe. Für das Küsteningenieurwesen soll damit die Möglichkeit geschaffen werden, über längere Perioden Epochenvergleiche über morphologische Veränderungen im Küstenvorfeld durchzuführen (Hofstede u. Schüller, 1988). Für eine Tiefenlinienbearbeitung wird die Punktmenge des unregelmäßigen digitalen Geländemodells als Tiefenpunktplan in ein regelmäßiges digitales Geländemodell überführt (Digitales Geländemodell Küste – DIGEKÜ).

3. Verarbeitung der Meßdaten zu Tiefenlinien

Die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest erprobt derzeit in einer KFKI-Projektgruppe (WSV des Bundes, Küstendienststellen der Länder, Institut für Kartographie der Universität Hannover) mit Hilfe eines Digitalen Geländemodells Küste (DIGEKÜ) die Datenablage so zu verringern, daß ein Genauigkeitsverlust für Tiefenliniendarstellungen im Maßstab 1:25 000 unerheblich ist und somit die für den Küsteningenieur erforderliche Hardcopy einer linienhaften Darstellung der Küstenmorphologie (Küstenkarten) jederzeit eindeutig realisierbar ist. Die Untersuchungen werden am Küstenkartenblatt 2406 Borkum mit einer Punktmenge von 38 761 Tiefenpunkten durchgeführt.

Unter Beachtung des derzeitigen Standes des Pilotprojektes stellt sich der Datenfluß zur Zeit wie folgt dar (Abb. 1):

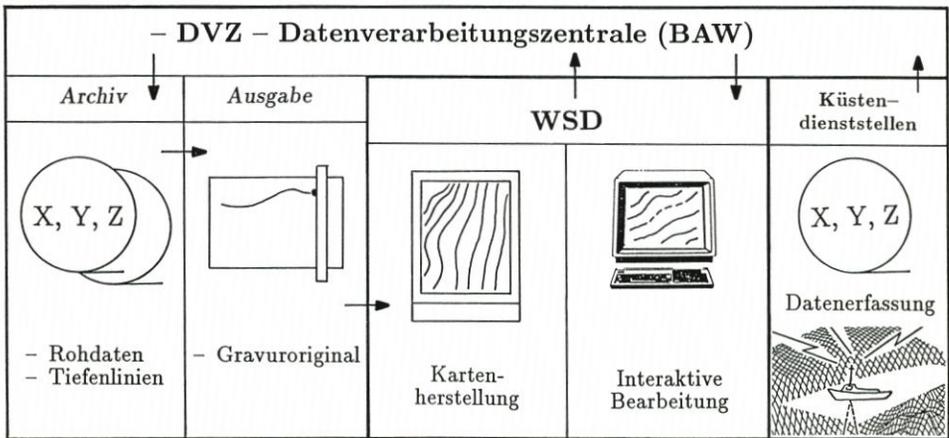


Abb. 1. Datenfluß in der WSV

Beginnend mit der Datenerfassung, die sowohl von den Wasser- und Schifffahrtsämtern als auch vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie durchgeführt wird, werden die korrigierten und beschickten Rohdaten der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) zugeleitet. Die BAW archiviert die Daten und leitet sie an die Wasser- und Schifffahrtsdirektion weiter. Innerhalb der WSD findet die interaktive Bearbeitung der mit Hilfe des digitalen Geländemodells

demodells abgeleiteten Tiefenlinien statt. Die Ausgabe des Gravuroriginals wird von der BAW mit dem dortigen Präzisionsplotter durchgeführt. Die endgültige Kartenherstellung erfolgt dann bei der WSD, die die Karten zur weiteren Verwendung an ihre Wasser- und Schifffahrtsämter weiterleitet.

4. Hardware-Komponente

Für das Projekt steht ein graphisch interaktiver Arbeitsplatz mit nachfolgender Hardware-Komponente zur Verfügung:

- Zentraleinheit CADMUS 9780/5 mit einer Rechenleistung von 4 MIPS
- Festplatte 5,25" Winchester
- Integriertes Streamer-Laufwerk mit einer Kapazität von 150 Mb
- Farbgraphiksystem CGS
- Alphanumerischer Bildschirm NOKIA-VDU 220
- Maus für Farbgraphikbildschirm
- AT-Rechner, Typ MEMOREX-TELEX
- Trommelplotter DIN A0, CALCOMP 1044 GT
- Matrixdrucker
- ARISTO-Digitalisierarbeitsplatz, Typ GRA 0613

5. Software-Komponente

Das Programmsystem TASH (Topographisches Auswertesystem der Universität Hannover) wurde im Rahmen des Sonderforschungsbereiches SFB 149 „Vermessungs- und Fernerkundungsverfahren an Küsten und Meeren“ am Institut für Kartographie der Universität Hannover entwickelt (Grundey u. Kruse, 1978).

Seit der Installation der ersten Version auf der Cyber 172/76-14 des RRZN (Regionales Rechenzentrum Niedersachsen) wurden, der stetigen Entwicklung der Hardware folgend, die TASH-Module ständig neuen Rechnern und Prozessorarchitekturen angepaßt.

Die aktuelle TASH-Version wurde am IfK (Institut für Kartographie) auf einer Microvax II unter dem virtuellen Betriebssystem VMS entwickelt. Die grundsätzliche Entscheidung über die Installation der Software beruht auf einer Wertung der KFKI-Projektgruppe „Synoptische Vermessung der deutschen Küstengewässer der Nordsee“ (ROHDE, 1979).

Die zur Installation des Programmsystems notwendigen Modifikationen beziehen sich auf die Besonderheiten des Betriebssystems MUNIX und dem unter diesem Betriebssystem installierten FORTRAN-Compiler. Auf eine Neuentwicklung von TASH in der mit UNIX-Betriebssystemen harmonisierenden Programmiersprache C wurde zunächst verzichtet.

5.1 Die TASH-Module

Die zur Aufbereitung mit TASH vorgesehenen plausibilisierten Daten der hydrographischen Vermessungen können vor der Berechnung des DGM (Digitales Geländemodell) einer weiteren interaktiven Bearbeitung unterzogen werden, so daß in jedem Fall ein von groben und systematischen Fehlern bereinigtes, auf NN oder SKN beschicktes Stützpunktfeld als Eingangsdatensatz dient.

Zur weiteren Bearbeitung der Daten wird der Anwender im interaktiven Dialog durch das Programmsystem geführt. Der Benutzer kann zur Erstellung der Direktiven die Defaultparameter nutzen oder aber je nach Anwendung Direktivenmodifikationen vornehmen. Nachfolgend ist der Leistungsumfang des Programmsystems beschrieben (KRUSE, 1987).

Das Programm TASH-PRE-MAIN kontrolliert das Stützpunktfeld auf formal-logische Fehler und generiert Steuerdateien für den weiteren Rechenlauf. Ferner werden statistische Daten ermittelt, die dem Anwender Informationen über das zu bearbeitende Gebiet liefern. Liegen Kenntnisse über linienhafte Strukturinformationen des Meeresgrundes vor, so wird das Stützpunktfeld hinsichtlich dieser Geländeinformationen gegliedert.

Bruchkanten, Formlinien, markante Punkte und Aussparungsflächen, die keine Geländeinformationen beinhalten, können so zur morphologisch plausiblen Wiedergabe des Geländes berücksichtigt werden.

In Anbetracht der besonderen Umstände bei der hydrographischen Vermessung ist die Erfassung von linien- und punkthaften Strukturinformationen allerdings ein Problem, da die Daten nicht immer in Richtung des stärksten Gefälles profilartig aufgenommen werden.

Die vorverarbeiteten Daten werden dem Programm TASH-FLE-MAIN zur definierten Gitterberechnung des DIGEKÜ zugeführt.

Im Rahmen der Untersuchungen des IfK im vom BMFT (Bundesminister für Forschung und Technologie) geförderten Projekt „Feintopographische Vermessung ausgewählter Küstenbereiche zur Bestimmung von morphologischen Analyseeinheiten“ hat sich zur Ableitung einer Isoliniendarstellung in Wattgebieten eine Gitterweite von 50 m als geeignet erwiesen. Bei allgemeiner Anwendung des DGM im Küstengebiet sollten die nachfolgend genannten Orientierungsdaten u. a. auch zur Wahrung der Kompatibilität verbindlich sein:

- es wird im Gauß-Krüger-System gearbeitet,
- geodätische Grundlage bildet das Bessel-Ellipsoid,
- die je nach Anwendung gewählte Maschenweite des DGM wird über ein Gitter mit 1-km-Einteilung verwaltet.

Um eine bestmögliche Approximation der Höhe im lokalen Bereich der Gitterpunkte zu gewährleisten, nutzt TASH die Interpolationsmethode der „Gleitenden Flächen“.

Der Anwender könnte zwischen verschiedenen mathematischen Flächenansätzen wählen, kann die Auswahl aber wie im Projekt dem Programm überlassen, welches nach einem statistischen Verfahren zu jedem Gitterpunkt die jeweils bestmögliche Flächenapproximation auswählt. Die nachstehenden Flächenansätze stehen zur Verfügung:

1. Ellipsoidische Fläche:

$$z_i = a_1 + a_2 \cdot x_i + a_3 \cdot y_i + a_4 \cdot x_i \cdot y_i + a_5 \cdot x_i^2 + a_6 \cdot y_i^2$$

2. Hyperbolische Fläche:

$$z_i = a_1 + a_2 \cdot x_i + a_3 \cdot y_i + a_4 \cdot x_i \cdot y_i$$

3. Schrägebene:

$$z_i = a_1 + a_2 \cdot x_i + a_3 \cdot y_i$$

4. Horizontalebene:

$$z_i = a_1$$

Eine optimale Approximation des Geländereiefs in den Gitterpunktumgebungen ist damit gewährleistet.

Die Ableitung der Isolinen wird in dem von TASH-FLE-MAIN berechneten Gitter mit

dem Modul TASH-ISO-MAIN durchgeführt. Sind dem Programm Formlinieninformationen zugeführt worden, wird das Gitternetz mit einem Dreiecksnetz in diesen Bereich verdichtet. Die Interpolation der Tiefenlinien wird dann in den Dreiecksseiten durchgeführt.

Die im Gitter interpolierten und einer Isolinie zugeordneten Punkte werden zunächst einer Glättung unterzogen, um Schleifenbildungen zu vermeiden. Die Ausrundung der Tiefenlinien erfolgt mit einem Polynom 5. Grades, dessen Krümmungscharakteristik über einen vom Benutzer wählbaren Parameter gesteuert werden kann.

Weitere Systemmodule erlauben die perspektive Darstellung (TASH-PERDA) des DGM, die Berechnung von Volumina und Massendifferenzen (TASH-FLE-DIFF) sowie die Berechnung und Darstellung von Profilen als Geländeschnitte.

6. Die interaktive Bearbeitung

Der entscheidende Unterschied zwischen hydrographischen und topographischen Vermessungen besteht in der Tatsache, daß der Meeresboden vielfach ohne Berücksichtigung seiner Oberflächenstrukturen erfaßt wird. Die Erfassung der zur morphologisch richtigen Wiedergabe des Geländereiefs wichtigen Strukturinformationen (Bruchkanten, Geripplinien usw.) kann daher nicht in Angesicht des Geländes erfolgen und unterbleibt in der Regel. Praxisreife Ansätze zur Ableitung dieser Informationen aus den originären hydrographischen Stützpunktfeldern liegen z. Z. noch nicht vor, so daß eine interaktive Überarbeitung der Isobathen vorgesehen werden muß.

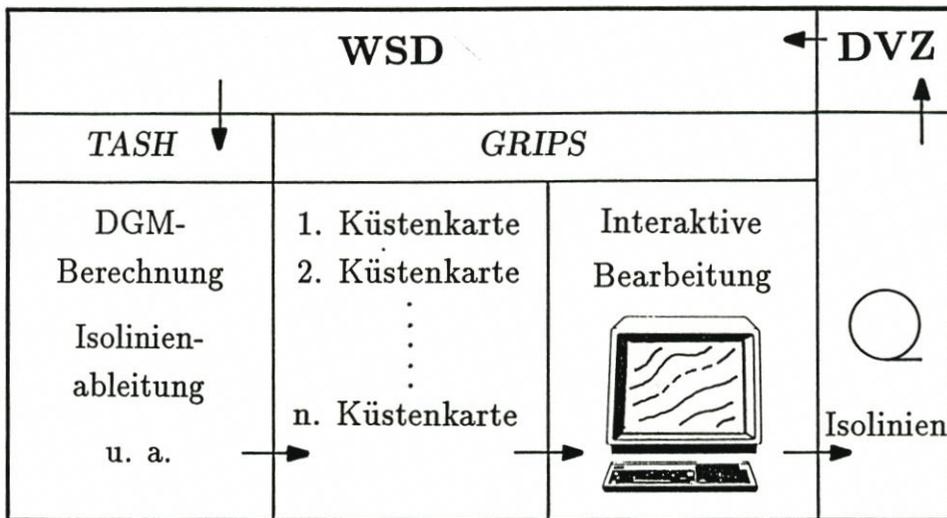


Abb. 2. Datenbearbeitung in der WSD

Aus diesem Grunde wurde das Programmsystem TASH mit einer Schnittstelle zum graphischen interaktiven Programmsystem GRIPS versehen.

Neben der interaktiven Überarbeitung der Tiefenlinien in kritischen Bereichen besteht die Möglichkeit, mit dem interaktiven System Manipulationen zur Ausgestaltung der graphischen Ausgabe vorzunehmen. So sind auch thematisch orientierte Darstellungen ableitbar.

Der innerhalb der WSD bestehende Arbeitsablauf wird durch nachstehende Abbildung veranschaulicht:

6.1 Das graphisch-interaktive Programmsystem GRIPS

GRIPS wurde von der Firma Kohns und Poppenhäger in Neunkirchen (Saarland) entwickelt. Nach einem Typenkonzept werden Tiefenlinien, Aussparungsflächen, Gebietsgrenzen usw. geordnet. Ergänzend sind Objektnummern zu vergeben. Die Typklassenbelegung selbst erfolgt bereits im Programmsystem TASH.

7. Ausblick

Das Digitale Geländemodell Küste (DIGEKÜ) ist in seiner gegenwärtigen Konzeption in der Lage, die Daten hydrographischer Vermessungen zu Tiefenliniendarstellungen in Küstenkarten aufzubereiten. Das gesamte in TASH implementierte Leistungsspektrum ist voll nutzbar und in bezug auf die Anwendung in der Hydrographie bereits mehrfach ausgetestet (CLAUSSEN u. KRUSE, 1988; BUZIEK u. HÖLTJE, 1988). Im vorgestellten Projekt werden u. a. Benutzeroberfläche, Zeitbedarf und Datensicherheit von GRIPS untersucht.

Die in der Küstenvermessung herrschenden besonderen Verhältnisse erfordern eine interaktive Überarbeitung der Ergebnisse.

Darüber hinaus ist mit dem graphisch-interaktiven System GRIPS eine applikationsbezogene graphische Ausgestaltung der von TASH erzeugten Ergebnisse möglich.

Ferner soll das Digitale Geländemodell Küste die Grundlage für den Aufbau eines Geographischen Informationssystems bilden. Im Rahmen eines solchen Systems ist die Aufnahme von weiteren Parametern, wie z. B. Seegang, Meeresströmung, Windrichtung und -stärke u. v. a. m., vorgesehen.

8. Schriftenverzeichnis

- BUZIEK, G. u. HÖLTJE, A.: The Topographic Survey of Tidal-Flat Areas by the Waterline-Method. Proceedings of the sixth Biennial International Symposium of the Hydrographic Society, pp. 137, Amsterdam 1988.
- CLAUSSEN, H. u. KRUSE, I.: Application of the DTM-Program TASH for Bathymetric Mapping. International Hydrographic Review, Monaco, July 1988.
- GRUNDEY, M. u. KRUSE, I.: Berechnung und Auswertung von digitalen Flächenmodellen (DFM). AVN 85, 1978.
- HOFSTEDE, J. u. SCHÜLLER, A.: Dynamisch-morphologische Analysen im Wattgebiet der Deutschen Bucht, Ergebnisse des KfKI-Projekts MORAN1 und Ausblicke für MORAN2. Hamburger Geographische Studien, 1988.
- KRUSE, I.: TASH – Ein Programmsystem zur Berechnung von digitalen Geländemodellen (DGM) und zur Ableitung von Isoliniendarstellungen. Beitrag Nr.15, Kontaktstudium 1987, Institut für Kartographie, Universität Hannover.
- MEISWINKEL, H.-G.: Zur Genauigkeit der Tiefenmessung mit Echoloten, BfG (Hrsg.), Koblenz, 1983.
- ROHDE, H.: Die Forschungsarbeiten des KfKI. Die Küste, H. 34, 1979.
- SCHLEIDER, W.: Vermessungen in den Küstengewässern der Nordsee – 3. Synopse –. ZfV 2/1987.
- SONDERFORSCHUNGSBEREICH 149: Jahresbericht 1977, Nr. 81, 1978.

Zur Sedimentationsdynamik in den tideoffenen Bremer Seehäfen

Von BASTIAN SCHUCHARDT und MICHAEL SCHIRMER

Inhalt

1. Einleitung	146
2. Untersuchungsgebiet	147
3. Material und Methoden	148
4. Ergebnisse	148
4.1 Zusammenhang Oberwasser – Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen	156
4.2 Zusammenhang Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen – Sedimentationsverlust	157
4.3 Zusammenhang Oberwasser – Sedimentationsverlust	160
4.4 Zusammenhang Wassertemperatur – Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen	161
5. Diskussion	161
5.1 Zur Methode	161
5.2 Zur Sedimentationsdynamik	165
6. Danksagung	168
7. Schriftenverzeichnis	169

Zusammenfassung

Von 1984 bis 1987 wurden vom Wasserwirtschaftsamt Bremen 136 Meßfahrten im bremischen Bereich der Unterweser durchgeführt, in deren Verlauf u. a. die Schwebstoffkonzentrationen gemessen wurden. Bei einem Teil der Fahrten ist die Schwebstoffkonzentration im Bereich der bremischen Häfen im Vergleich mit der Situation stromauf signifikant vermindert. Dies wird auf die Sedimentation von Schwebstoff in den tideoffenen Häfen zurückgeführt. Durch die Berechnung der Differenz zwischen den mittleren Schwebstoffkonzentrationen oberhalb und unterhalb der Häfen jeder einzelnen Meßfahrt wird eine Beschreibung der Sedimentationsdynamik in den tideoffenen Häfen möglich.

Die statistische Analyse des Datensatzes zeigt, daß die Sedimentation vor allem von zwei Faktoren beeinflusst wird: Zum einen von der Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen, die wiederum stark vom Oberwasser und seiner Dynamik geprägt wird, zum anderen direkt von der Oberwasserführung über eine Veränderung der hydrodynamischen Situation im Untersuchungsgebiet. Die Sedimentation nimmt entsprechend dem Anstieg der Schwebstoffkonzentration bis zu einem Oberwasser von $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (ca. doppeltes MQ) stark zu, bei höherem Oberwasser wird der Zusammenhang negativ. Dies führt zu einer ausgeprägten saisonalen Dynamik der Sedimentation, aber auch zu deutlichen Unterschieden von Jahr zu Jahr. Die Abnahme der Sedimentation bei sehr hohem Oberwasser ist vermutlich vor allem auf die dann stark abnehmenden Flutstromgeschwindigkeiten und Austauschwassermengen in den Hafengebieten zurückzuführen.

Auf dem steigenden Scheitel einer Hochwasserwelle ist sowohl die Schwebstoffkonzentration wie die Sedimentation deutlich stärker als auf dem fallenden Scheitel.

Ein Einfluß der Temperatur zeigt sich in der Erhöhung der Schwebstoffkonzentration des Oberwassers im hydrologischen Sommerhalbjahr, die auf eine Veränderung der Schwebstofftextur zurückgeführt wird. Der in den Häfen sedimentierende Anteil des Eintrags verändert sich jedoch nicht.

Bei Unterschreitung bestimmter Grenzwerte von Oberwasser bzw. Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen sind die Schwebstoffkonzentrationen unterhalb der Häfen höher als oberhalb. Als Ursachen werden Erosion, autochthone Produktion, anthropogene Einleitungen, Schwebstoffeintrag von Unterstrom sowie bodennahe Einträge von Oberstrom diskutiert.

Die hier angewendete Methodik ermöglicht die Beschreibung auch der kurzfristigen Sedimentationsdynamik in den tideoffenen Bremer Seehäfen und ergänzt somit sinnvoll die durch Sohlpeilungen gewonnenen Informationen.

Summary

Between 1984 and 1986 a total of 136 survey cruises were conducted by the Bremen Water Authorities, in the course of which suspended solids were measured. In most cases the concentration of suspended solids in the area of the Bremen Harbour is lower than that upstream. This is probably due to sedimentation processes. The calculation of the difference between the average concentration of suspended solids upstream and downstream of the harbour for each survey allows a description of the sedimentation.

The statistical analysis of the data shows that the sedimentation is mainly influenced by two factors: firstly, the suspended solids concentration upstream of the harbour which itself depends on the river discharge and its dynamics, and secondly by the river discharge directly which changes the hydrodynamic regime within the investigated area. The sedimentation increases strongly with increased concentration of suspended solids for a discharge of up to $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (about double mean discharge), whereas for a further increase in discharge the correlation turns negative. This results in pronounced seasonal dynamics as well as in clear differences from year to year. The decreased sedimentation under very high discharge conditions is probably due to the strongly reduced velocities of the flood current and the associated reduction in the exchange of water volumes in the harbour basins.

The concentration of suspended solids and the sedimentation processes are much more pronounced during the rising portion of a flood water wave than during the recession phase.

A temperature influence was determined in that an increase of the river suspended solids concentration occurs during the hydrologic summer. This is explained as a result of the changed internal structure of the suspensoids. The percentage of settled material, however, remains the same. When the river discharge or the suspended solids load upstream of the harbour fall short of certain limiting values, the downstream concentration of suspended solids will be higher. As possible sources are discussed erosion, autochthonous production, anthropogenic discharges, input of suspended solids from downstream and the near-bottom transport of upstream material.

The methods employed here allow the description of short term sedimentation dynamics within the Bremen tidal harbour and thus complement the information gained from depth sounding.

1. Einleitung

In den Seehäfen der BRD fallen zur Zeit etwa $6 \times 10^6 \text{ m}^3 \text{ a}^{-1}$ Baggergut an (SCHENKEL, 1984), ca. $340\,000 \text{ m}^3 \text{ a}^{-1}$ sedimentieren seit 1982 in den tideoffenen Seehäfen der Stadt Bremen (HABAU, 1988). Die dadurch notwendige Unterhaltungsbaggerei führt vor allem bei der landseitigen Deponierung des Baggerguts zu erheblichen ökologischen Problemen und hohen Kosten. Es werden deshalb von verschiedenen Institutionen Anstrengungen unternommen, diese Probleme zu minimieren (CHRISTIANSEN, 1987; HABAU, 1988).

Eine wichtige Voraussetzung für problemminimierende Maßnahmen ist ein besseres Verständnis der Ursachen und des Verlaufs der Sedimentation von Schwebstoffen in tidebeeinflussten Häfen. Der Schlickanfall in den Seehäfen von Hamburg und Bremen wird z. Zt. durch die Registrierung der Sohlaufhöhung in den Hafenbecken erfaßt (SEEFELDT, 1989). Mit dieser Methode sind grundlegende Einsichten in den Ablauf der Sedimentation erreicht worden (s. CHRISTIANSEN, 1987); Grenzen sind ihr aber z. B. bei der Beschreibung der saisonalen Dynamik des Schlickanfalls gesetzt, da bei zu kurzen Zeitintervallen die Auflandungen zu gering sind und damit in den Bereich des Meßfehlers kommen.

Wir wollen hier Ergebnisse des Versuchs darstellen, die Dynamik des Schlickanfalls in den tideoffenen Bremer Häfen direkt durch eine Bilanzierung der Schwebstoffverluste in der Unterweser (UW) zu erfassen.

2. Untersuchungsgebiet

Die Bremer Seehäfen liegen im innersten Bereich des Weser-Ästuars, ca. 10 km unterhalb des Tidewehrs Bremen-Hemelingen (Abb. 1). Eine hydrographische und sedimentologische Beschreibung des Weser-Ästuars liefern LÜNEBURG et al. (1975) und WELLERSHAUS (1981); s. auch BUSCH et al. (1989), MÜLLER et al. (1990).

Der mittlere Tidehub beträgt im Untersuchungsgebiet 3,9 m. Seine Amplitude ist negativ mit dem Oberwasser korreliert. Nach NASNER & MESSER (1988) bewirkt eine Zunahme des Oberwassers um $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ in diesem Bereich eine Abnahme des Tidehubs um ca. 0,3 m. Das langjährige mittlere Oberwasser (MQ) bei Intschede (Weser-km 329,7) beträgt $323 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (MNQ = 119; MHQ = $1170 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$).

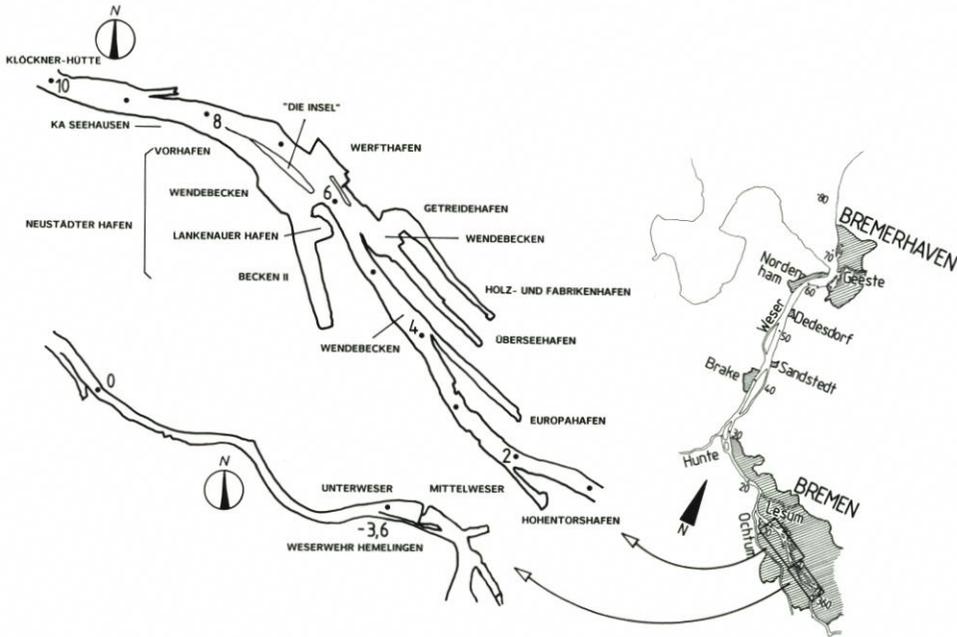


Abb. 1. Das Untersuchungsgebiet, die tideoffenen Bremer Seehäfen

Die tideoffenen Seehäfen haben bei MThw ein Wasservolumen von $22,1 \times 10^6 \text{ m}^3$. Das Volumen bei MTnw beträgt $15,0 \times 10^6 \text{ m}^3$ (gerechnet nach Angaben des Hafenaufbauamtes Bremen), so daß sich pro Tide ein Wasseraustausch von $7,1 \times 10^6 \text{ m}^3$ ergibt. Diese Menge entspricht genau der bei einem mittleren Oberwasser von $323 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ in 6 h den Häfen von Oberstrom zugeführten Wassermenge ($7,1 \times 10^6 \text{ m}^3$). Die Häfen stellen also eine enorme Querschnittserweiterung dar, in der es sowohl durch den Tide- wie auch den Stromeffekt (CHRISTIANSEN et al., 1985; MÜLLER & SCHWARZE, 1988; HABAU, 1988; NASNER & MESSER, 1988) zu einer erheblichen Sedimentation von Schwebstoff kommt. Die langjährige mittlere Sedimentationsrate wird für die tideoffenen Häfen mit $0,23 \text{ m a}^{-1}$ angegeben (HABAU, 1988). Die mittlere Sedimentationsrate ist für die verschiedenen Hafenbecken sehr unterschiedlich (Min. = $0,03$; Max. = $0,63 \text{ m a}^{-1}$), aber auch innerhalb der einzelnen Hafenbecken variiert sie stark. So liegen z.B. im Wendebcken des Neustädter Hafens (s. Abb.1) Bereiche mit Sedimentationsraten $\leq 0,2$ neben solchen mit Raten $\geq 2,0 \text{ m a}^{-1}$. Diese ungleichmäßige

Verteilung ist Ausdruck der in den verschiedenen Bereichen unterschiedlich starken Bedeutung der die Sedimentation beeinflussenden Faktoren wie Schwebstoffkonzentration, Oberwasser, flutstrominduzierte Wirbelbildung, Wirbelbildung im künstlichen Stromspaltungsgebiet Neustädter Hafen, Tidehub u. a., deren Einfluß weiter unten ausführlicher dargestellt wird.

3. Material und Methoden

Für die vorliegende Arbeit wurden wöchentliche Schwebstoffmessungen von 136 Fahrten des Meßschiffes „Weserluchs“ aus den Jahren 1984–87 ausgewertet, die im Rahmen des Meßprogramms Weser in Bremen (MEWEB) des WWA Bremen gewonnen wurden. Die Fahrten werden von UW-km 28 bis –3,6 (Weserwehr) gegen den voll entwickelten Ebbstrom durchgeführt. Die Proben werden aus der kontinuierlich arbeitenden Meßstrecke im Schiffslabor gezogen, die das Weserwasser in 1,3 m Tiefe entnimmt. Die Bestimmung der Schwebstoffkonzentration erfolgt im Abstand von 2 km gravimetrisch nach einer Unterdruckfiltration über Schleicher & Schüll-Nr. 6-GF-Filter (s. DEV). Die Entnahme von Parallelproben zeigte eine Standardabweichung von $\leq 5\%$ ($N = 10$).

Für die Beschreibung der Sedimentationsdynamik wurde für jeden Längsschnitt das arithmetische Mittel der Schwebstoffkonzentration von UW-km –3,6, 0 und 2 als Wert oberhalb der Häfen (*Eintrag*) und von UW-km 6, 8 und 10 als Wert unterhalb der Häfen (*Austrag*) gebildet. Die Differenz zwischen beiden beschreibt die Sedimentationsverluste (*Sverl*). Es wurden keine Einzelwerte in Beziehung gesetzt, um den Einfluß kleinräumiger Inhomogenitäten in der Schwebstoffverteilung zu minimieren. Als weitere Variable werden Abflußdaten von Intschede (ca. 30 km oberhalb des Weserwehres; Listen mit Tagesdaten des WSA Verden) und aus der gleichen Quelle die Wassertemperaturen bei Intschede verwendet.

Da die Meßfahrten gegen den voll entwickelten Ebbstrom durchgeführt werden, wenn die Wassersäule vertikal voll durchmischt ist (KÜHLE & MÜLLER 1989; SCHUCHARDT, unveröff.), können die ermittelten Schwebstoffkonzentrationen in erster Näherung als repräsentativ für die Wassersäule gelten.

Zusätzlich wurden am 23. 3. 1989 innerhalb eines vollen Tidezyklus 9 Meßfahrten mit der „Weserluchs“ zwischen UW-km 1 und 12 durchgeführt, bei denen im Abstand von einem km die Schwebstoffkonzentration gravimetrisch bestimmt wurde.

4. Ergebnisse

Abb. 2 zeigt eine Auswahl der Gradienten der Schwebstoffkonzentration verschiedener Meßfahrten zwischen UW-km 28 und –3,6. Sie zeigen eine erhebliche Variabilität sowohl der Konzentrationen, die von Oberstrom eingetragen werden, als auch der Verläufe. Deutlich wird, daß auf einer Reihe von Meßfahrten ein Abfall der Schwebstoffkonzentration im Bereich von UW-km 6 zu beobachten ist. Dies ist der Bereich der starken Querschnittserweiterung durch die bremischen Häfen (Abb. 1).

Durch mehrere Beobachtungen wird plausibel, daß dieser Gradient der Schwebstoffkonzentration Folge der Sedimentation in den Häfen ist:

- Während aller Meßfahrten, die einen Gradienten der Schwebstoffkonzentration zeigen, ist die Position dieses Abfalls identisch; immer liegt er im Bereich der Querschnittserweiterung.
- Die Meßfahrten der „Weserluchs“ werden immer zur gleichen Tidephase durchgeführt: das

SCHWEBSTOFF [mg/l]

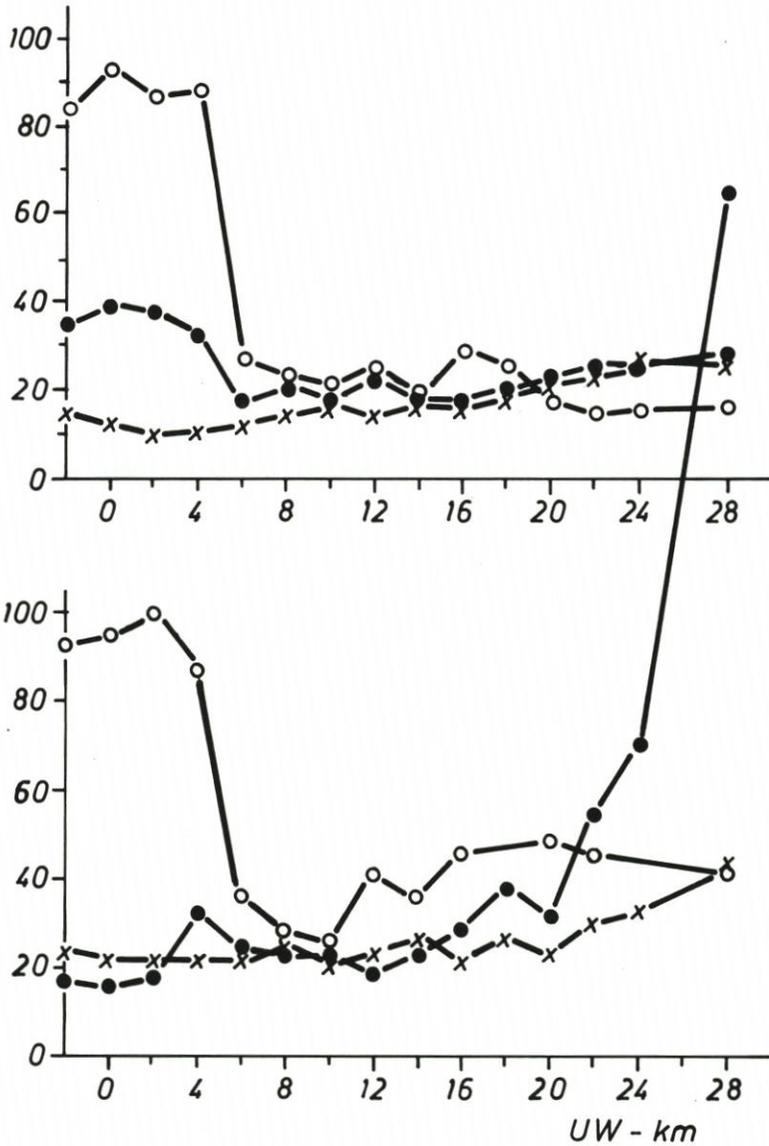


Abb. 2. Ausgewählte Gradienten der Schwebstoffkonzentration zwischen dem Bremer Weser-Wehr (UW-km -3,6) und Bremen-Farge (UW-km 28) im Jahre 1986.
 oben: heller Kreis 15.1.1986 unten: 11.6.1986
 Kreuz 27.2.1986 9.7.1986
 dunkler Kreis 5.5.1986 8.10.1986

Schiff fährt stromauf gegen den voll entwickelten Ebbstrom. Wir überprüften das Verhalten dieses Gradienten zu verschiedenen Tidesituationen durch 9 hintereinander während eines vollen Tydezyklus durchgeführte Fahrten zwischen UW-km 1 und 12. Abb.3 zeigt, daß

der Gradient am deutlichsten während des ablaufenden Wassers ausgeprägt ist. In dieser Phase ist das Weserwasser eine Mischung aus ablaufendem Oberwasser und den Austauschwassermengen aus den Häfen, deren Schwebstoffkonzentration durch die vorangegangenen Sedimentationsvorgänge vermindert ist. Der aus den Häfen stammende Anteil variiert je nach Ebbephase, Oberwasser und Tidehub. Während der Flutphase wird die Position der Abnahme der Schwebstoffkonzentration nur wenig nach stromauf verlagert, scheint also an den Ort der enormen Querschnittserweiterung gebunden. Der Gradient ist jedoch weniger ausgeprägt.

- Die Verminderung der Schwebstoffkonzentration im Bereich der Häfen ist mit einer Erhöhung des Anteils organischen Materials verbunden. Es werden also nicht alle Schwebstofffraktionen gleichmäßig reduziert, sondern der anorganische Anteil sedimentiert stärker. Dieser Zusammenhang wird auch durch den geringeren Anteil organischen Materials im Schlick (ca. 10 % Glühverlust; HABAU, 1987) im Vergleich mit den mittleren Werten im Schwebstoff (ca. 32 %; SCHUCHARDT, unveröff.) deutlich.
- Die Abschätzung der Schwebstoffverluste als Frachten aus den wöchentlichen Beobachtungen (Produktbildung aus den wöchentlichen Werten von Schwebstoffverlust bzw. -eintrag und den aus den Tageswerten ermittelten Wochenwerten des Oberwassers bei Intschede) ergibt für 1984-87 einen mittleren Schwebstoffverlust von 152 000 t a⁻¹ TG im Bereich der tideoffenen bremischen Häfen. Bei einem errechneten *Eintrag* von Oberstrom von 380 000 t a⁻¹ TG entspricht dies im mehrjährigen Mittel (1984-87) einem Frachtverlust von 40 %. Die Frachtverluste sind vor allem als Folge der verschiedenen Jahresmittel des Oberwassers in den einzelnen Jahren sehr unterschiedlich (Tab. 1). Für die Jahre 1981-86 ermittelte das Hafengebäudeamt Bremen durch Sohlpeilungen eine mittlere Sedimentation von 420 000 m³ a⁻¹ in den stadtbremischen Häfen (HABAU, 1988). Bei Verwendung der bei CHRISTIANSEN (1987) angegebenen Umrechnungsfaktoren (ohne Abzug des Sandanteils) ergibt sich eine mittlere Sedimentationsmenge von 159 000 t a⁻¹ TG. Diese Menge liegt erstaunlich nahe an der über die Schwebstoffverluste, also mit einer völlig anderen Methode, errechneten Sedimentationsmenge.
- Ein möglicher „Stauereffekt“ von Schwebstoff und damit eine Erhöhung der Schwebstoffkonzentration unterhalb eines Tidewehrs, wie er in einigen Ästuaren beobachtet wird (LANG, pers. Mitt.), ist hier als Ursache des beobachteten Gradienten nicht wahrscheinlich, da oberhalb des Wehrs ähnliche Schwebstoffkonzentrationen gemessen werden (SCHUCHARDT, unveröff.).

Durch diese Beobachtungen wird plausibel, daß die Abnahme der Schwebstoffkonzentration Folge der Sedimentation in den Häfen ist.

Tabelle 1. Jahresmittel der aus der Differenz der Schwebstoffkonzentrationen ober- und unterhalb der bremischen Häfen errechneten Frachtverluste und die Jahresmittel des Oberwassers

Jahr	m ³ s ⁻¹ Q	Schwebstoffverlust t × 10 ³ a ⁻¹ TG
1984	363	170,3
1985	273	85,9
1986	335	139,7
1987	489	214,7

Lineare Regression:

$$\text{Schwebstoffverlust (t} \times 10^3 \text{ a}^{-1} \text{ TG)} = 0,573 \text{ Q (m}^3 \text{ s}^{-1}\text{)} - 56,64 \text{ (r = 0,96)}$$

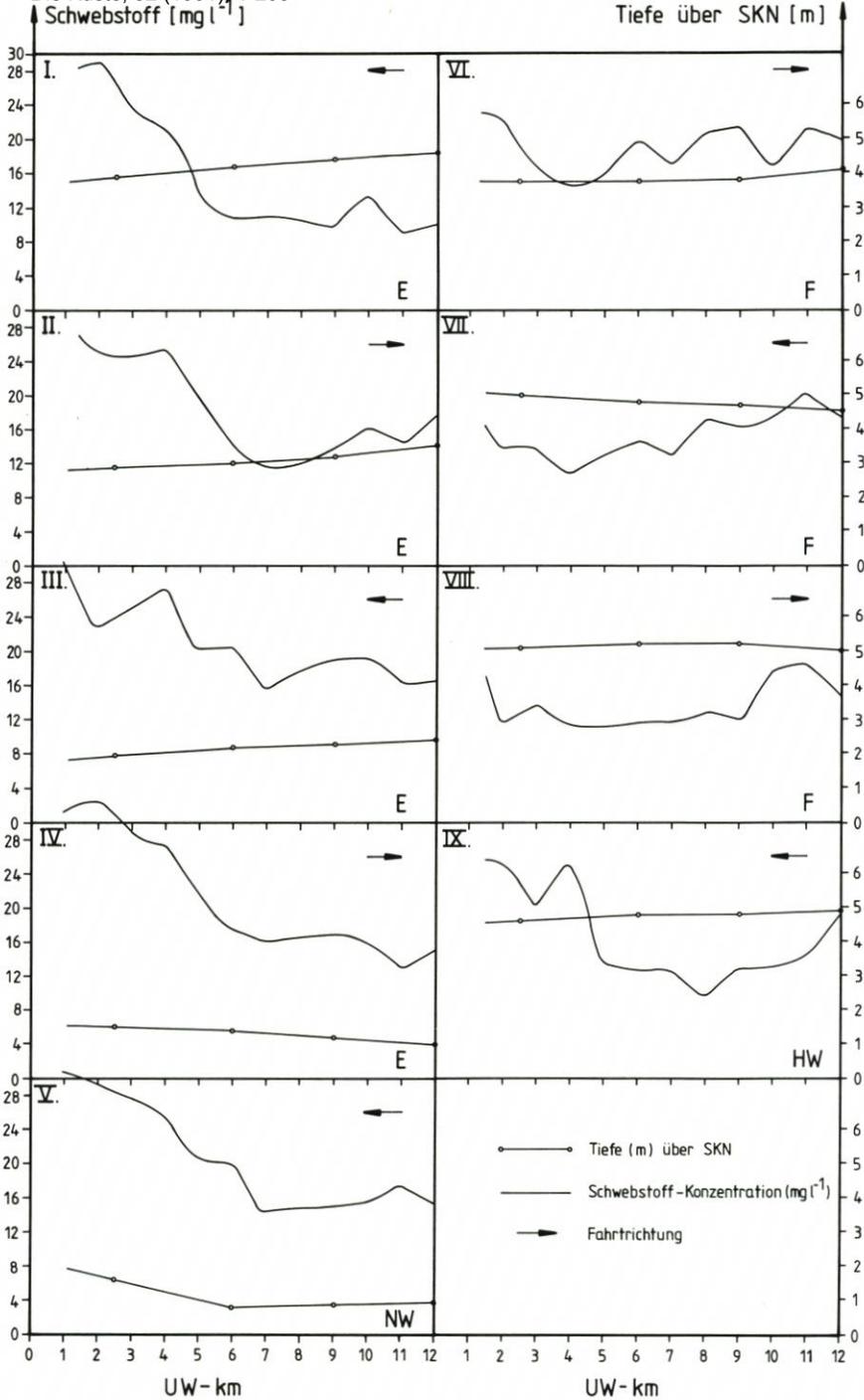
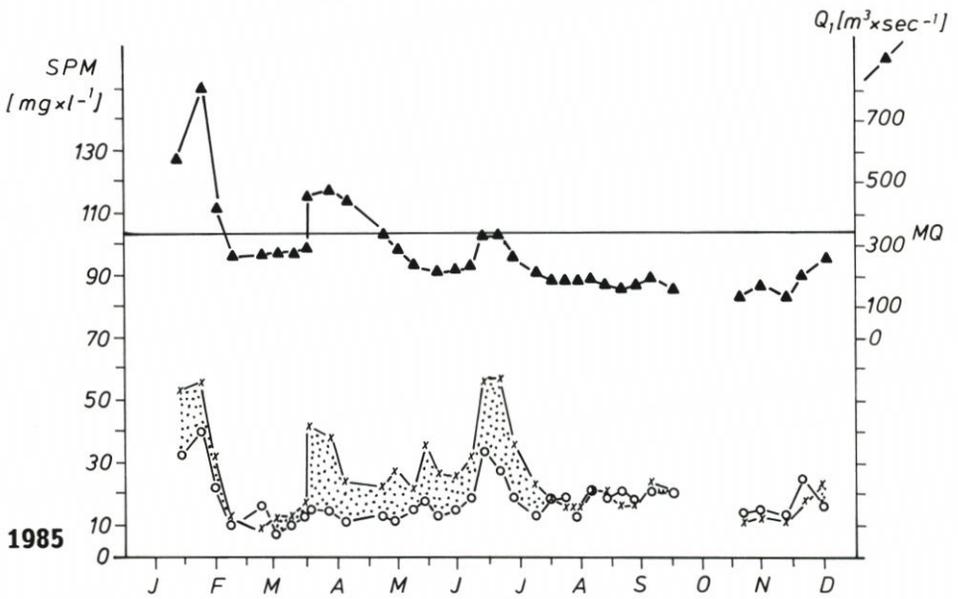
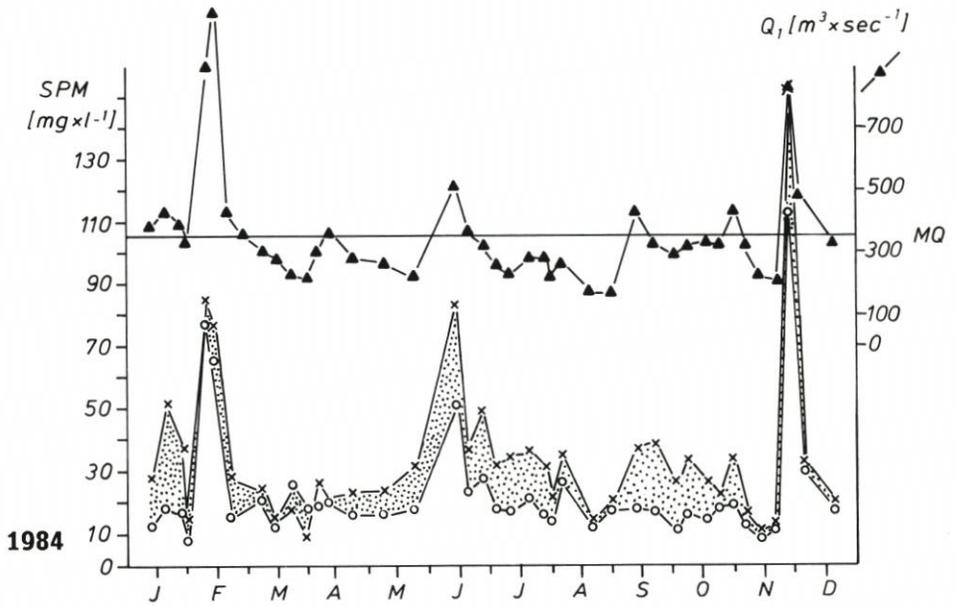


Abb. 3. Veränderung der Gradienten der Schwebstoffkonzentration zwischen UW-km 1 und 12 während eines Tidezyklus (23. 3. 1989). E = Ebbe, F = Flut, NW = Niedrigwasser, HW = Hochwasser

Abb. 4 zeigt den kompletten 4-Jahres-Datensatz der mittleren Schwebstoffkonzentration oberhalb und unterhalb der Häfen sowie des Oberwassers bei Intschede. Der gepunktete



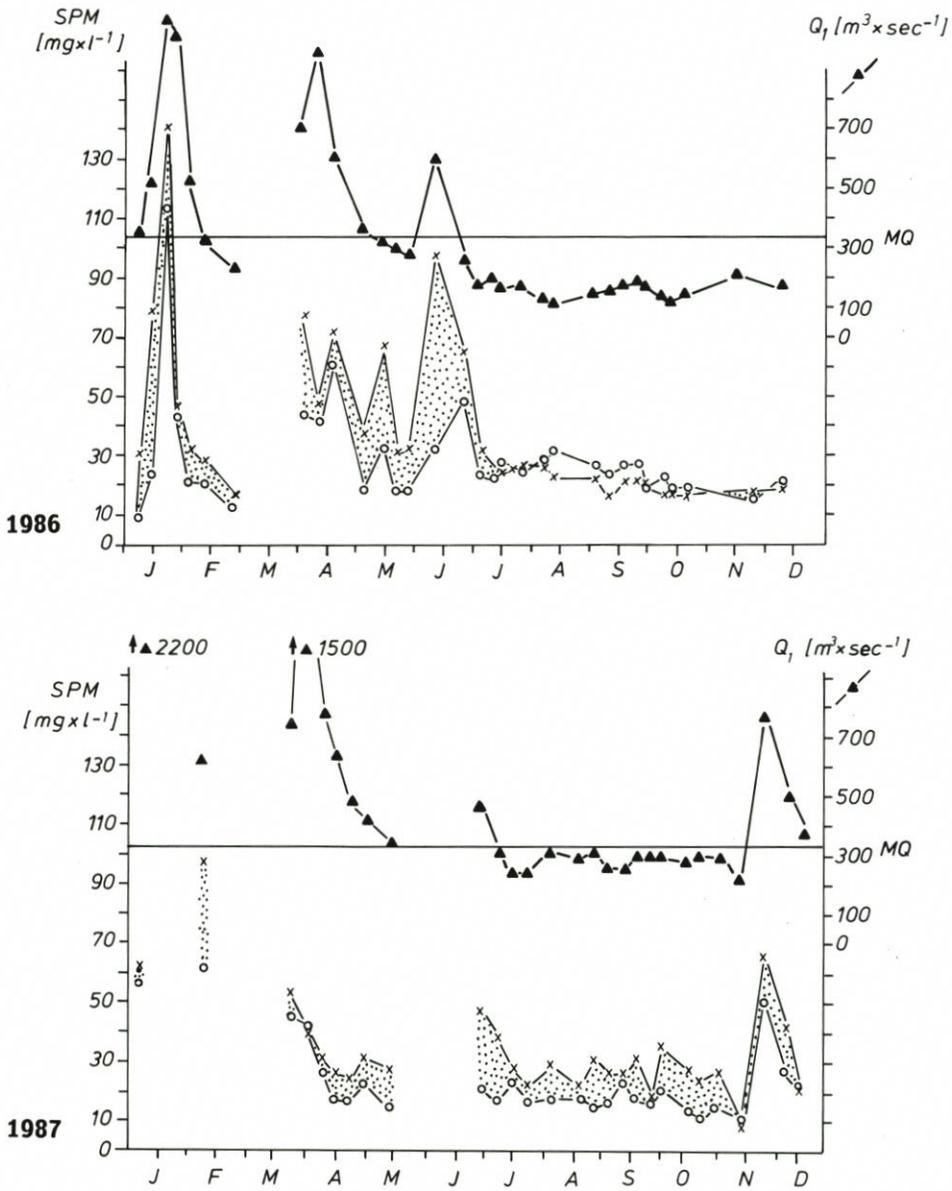


Abb. 4. Saisonale Dynamik (1984–87) der mittleren Schwebstoffkonzentrationen oberhalb (Kreuze) und unterhalb (offene Kreise) der tideoffenen Bremer Seehäfen. Der gepunktete Bereich bezeichnet die Sedimentationsverluste. Q_1 ist der Oberwasserabfluß bei Intschede am Tag vor der Meßfahrt, MQ das langjährige Mittel

Bereich markiert die Differenz zwischen den Schwebstoffkonzentrationen ober- und unterhalb der Häfen, d.h. die durch die Sedimentation in den bremischen Häfen verursachten Schwebstoffverluste.

Alle Parameter zeigen eine erhebliche Variabilität sowohl von Woche zu Woche wie auch saisonal geprägt, aber auch die Unterschiede zwischen den Jahren sind erheblich. Deutlich wird der enge Zusammenhang der Parameter Q_1 (Oberwasser bei Intschede am Tag vor der Meßfahrt), Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen, Schwebstoffkonzentration unterhalb der Häfen und damit auch der Sedimentationsverluste. Ein positiver Zusammenhang zwischen Oberwasser und Schwebstoffkonzentration ist für viele Flüsse belegt (s. HINRICH, 1975); er wird auch aus dieser Abbildung deutlich. Der Sedimentationsverlust, die hier speziell interessierende Größe, scheint in bestimmten Grenzen von der Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen und dem Oberwasser bestimmt zu werden.

Diese Zusammenhänge sollen im folgenden durch eine statistische Analyse im einzelnen untersucht werden, für die folgender Zusammenhang postuliert wird:

Die Sedimentation in den tideoffenen Bremer Seehäfen ist Resultat verschiedener Effekte, wie Stromeffekt (flutstrominduzierte Wirbelbildung im Hafeneingangsbereich), Tideeffekt (tiderrhythmische Beladung mit schwebstoffreicherem Wasser) und Wirbelbildung im künstlichen Stromspaltungsgebiet Neustädter Hafen sowohl bei Ebbe wie bei Flut (CHRISTIANSEN et al., 1985; MÜLLER & SCHWARZE, 1988; HABAU, 1988; NASNER & MESSER, 1988). Diese Effekte werden durch verschiedene Faktoren, wie z. B. das Oberwasser, z. T. entgegengesetzt beeinflusst.

Mit der Differenzbildung zwischen Schwebstoffkonzentration ober- und unterhalb der Häfen wird quasi als „Summenparameter“ die Gesamtsedimentation in den Häfen als abhängige Variable erfaßt.

Hier soll vor allem der Einfluß der zwei Parameter Oberwasser und Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen auf die Sedimentation untersucht werden.

Dabei soll zum einen der sich aus Abbildung 4 deutlich ergebende Zusammenhang Oberwasser-Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfensedimentation analysiert werden, zum anderen eine eventuell direkte, über eine Veränderung der hydrodynamischen Situation im Untersuchungsgebiet verursachte Wirkung Oberwasser-Sedimentation.

In die statistische Analyse gehen als Variable ein: das Oberwasser bei Intschede mit verschiedenen arithmetischen Mitteln der Zeit vor der Probenahme (Q_0 als Oberwasser am Tag der Probenahme bis Q_5 als mittleres Oberwasser der letzten 5 Tage vor der Probenahme; der Eintrag (Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen); der *Austrag* (Schwebstoffkonzentration unterhalb der Häfen); die Differenz zwischen *Eintrag* und *Austrag* als Sedimentationsverlust (*Svert*); die mittlere Wassertemperatur bei Intschede während der letzten 5 Tage vor der Meßfahrt ($TEMP_5$) sowie verschiedene Oberwassersituationen. Bei diesen wird unterschieden, ob in den letzten 5 Tagen vor der Meßfahrt ein sehr starker Anstieg (HW1) oder Abfall (HW2) der Oberwassermenge (Differenz zwischen dem fünften und dem letzten Tag vor der Meßfahrt $\geq 30\%$) stattgefunden hat, während die Situationen mit einer geringeren Differenz (konstantes Oberwasser) als HW3 in die Analyse eingehen.

Für die statistische Analyse wurden der Pearson-Korrelationskoeffizient zum Auffinden linearer Zusammenhänge, der Korrelationskoeffizient nach Spearman zum Auffinden auch von nichtlinearen monotonen Zusammenhängen (Signifikanzangaben $p \geq 5\%$ n.s.; $p \leq 5\%*$; $p \leq 1\%**$; $p \leq 0,1\%***$) sowie einfache und multiple lineare und nichtlineare Regressionen verwendet (s. SAS, 1987; SACHS, 1974). Dabei gibt das r^2 der Regressionsgleichungen nach einer Multiplikation mit 100 jeweils an, wieviel Prozent der Variabilität der abhängigen Größe durch die Regressionsgleichung erklärt werden.

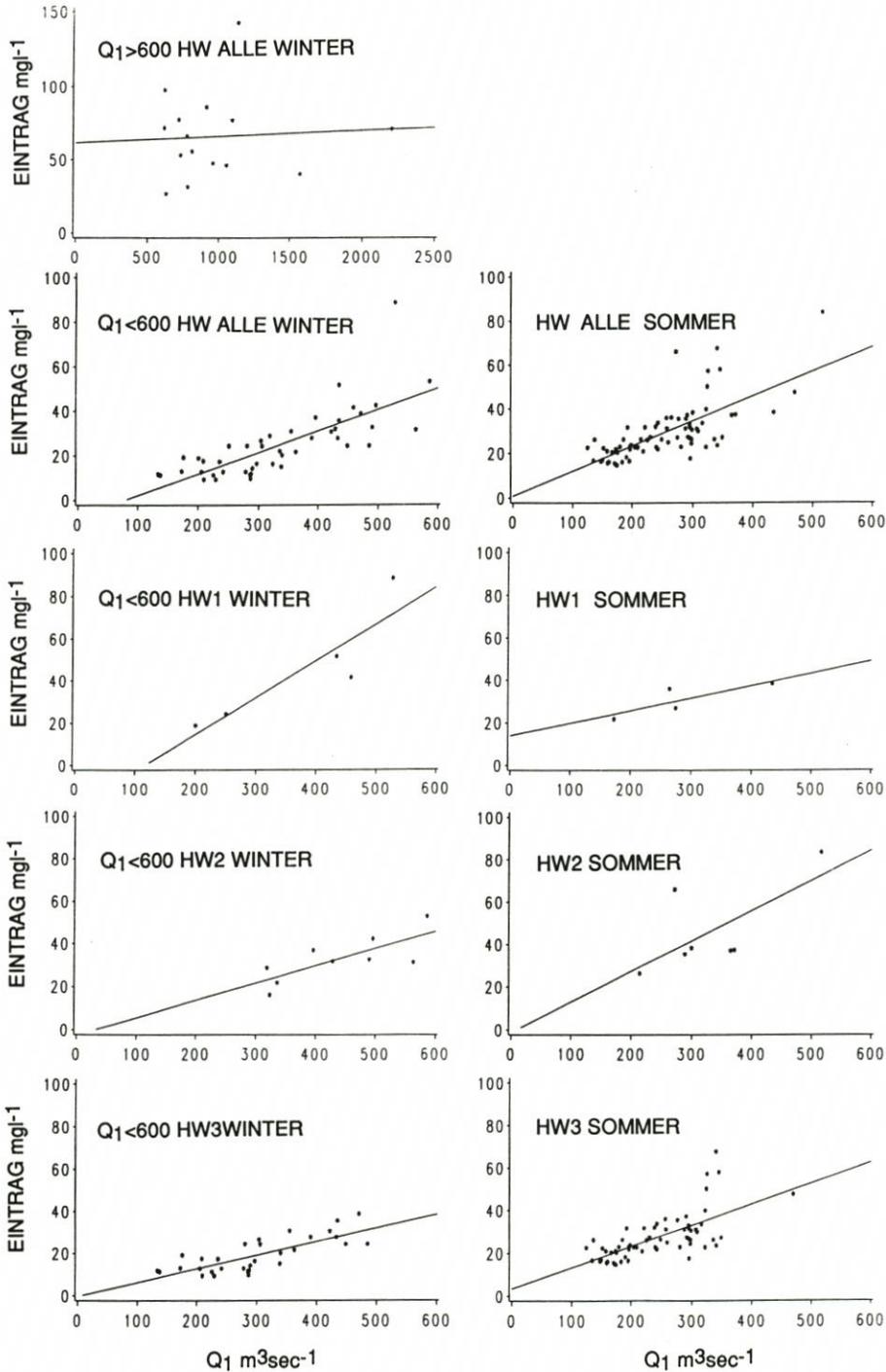


Abb. 5. Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem Oberwasser bei Intschede am Tag vor der Meßfahrt (Q_1) und der Schwebstoffkonzentration oberstrom der Häfen (Eintrag für verschiedene Oberwassersituationen, getrennt für das hydrologische Winter- und Sommerhalbjahr (zur Erläuterung s. Text)

4.1 Zusammenhang Oberwasser – Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen (Q und Eintrag)

Die Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen (*Eintrag*) variiert im Untersuchungszeitraum zwischen 9,1 und 173,3 mg l⁻¹; das Mittel aller 136 Meßfahrten beträgt 33,2 ± 23,9 mg l⁻¹. Der *Eintrag* wird vor allem vom Oberwasser bestimmt (zu dieser und den weiteren Aussagen s. Abb. 5 und Tab. 2). Von verschiedenen geprüften Oberwassermitteln (Q₀–Q₅) zeigt Q₁, also der Abfluß bei Intschede am Tag vor der Meßfahrt, den engsten Zusammenhang (Spearman r = 0,71, N = 136). Nach KRAUSE (1981) beträgt die Laufzeit des Oberwassers von Intschede bis zum Tidewehr Hemelingen ca. 2 Tage, nach Klee (WWA

Tabelle 2. Korrelationskoeffizienten und Regressionsgleichungen zum Zusammenhang von Oberwasser (Q₁) und Schwebstoffeintrag von Oberstrom (EINTRAG)

Q	N	Halbjahr	HW	Pears.	Spearman		r ²
≥ 600	14	Winter	alle	-0,01 n.s.	-0,18 n.s.		
≥ 600	4	Winter	steigend	-0,47 n.s.	-0,40 n.s.		
	6		fallend	0,02 n.s.	0,20 n.s.		
	4		konstant	-0,20 n.s.	0,20 n.s.		
≤ 600	45	Winter	alle	0,75 ***	0,82 ***	EINTRAG = 0,09Q ₁ - 7,5	0,56
≤ 600	5	Winter	steigend	0,88 *	0,90 *	EINTRAG = 0,17Q ₁ - 20,2	0,78
	9		fallend	0,75 *	0,73 *	= 0,08Q ₁ - 2,5	0,57
	31		konstant	0,76 ***	0,74 ***	= 0,06Q ₁ - 0,4	0,59
≤ 600	74	Sommer	alle	0,70 ***	0,73 ***	EINTRAG = 0,11Q ₁ + 6,5	0,49
≤ 600	5	Sommer	steigend	0,91 *	0,90 *	EINTRAG = 0,16Q ₁ - 13,1	0,83
	7		fallend	0,67 n.s.	0,53 n.s.		
	63		konstant	0,66 ***	0,70 ***	= 0,09Q ₁ + 3,4	0,43

Bremen, pers. Mitt.) ca. einen Tag. Offensichtlich beschreibt der ± aktuelle Abfluß die Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen am besten.

Der *Eintrag* zeigt im Bereich von Q₁ ca. 600 ein Maximum. Eine Unterteilung des Datensatzes in Q₁ ≤ 600 (nur hydrologisches Winterhalbjahr, da nur dann Abflüsse ≥ 600 aufgetreten sind) zeigt für Q₁ ≤ 600 einen engen Zusammenhang zwischen *Eintrag* und Q₁ (Spearman r = 0,82, N = 45). Für Q₁ ≥ 600 ist die Streuung der Meßwerte sehr hoch; sie sind nicht signifikant korreliert. Auch eine Unterteilung des Datensatzes Q₁ ≥ 600 in die drei verschiedenen Oberwassersituationen (HW1–3) ergibt keinen engeren Zusammenhang.

Eine Unterteilung des Datensatzes in die beiden hydrologischen Halbjahre Sommer

(Mai–Oktober) und Winter (November–April) zeigt, daß $Q_1 \geq 600$ im Untersuchungszeitraum nur im Winter aufgetreten ist.

Abb. 5 zeigt einen Vergleich der Situation in den beiden hydrologischen Halbjahren. Für diesen Vergleich werden nur die Winterwerte für $Q_1 \leq 600$ verwendet, um eine direkte Vergleichbarkeit mit der Sommersituation herzustellen. Die Steigung der Regressionsgeraden ist fast identisch, der *Eintrag* pro m^3 Oberwasser ist im Sommer jedoch signifikant höher.

Eine höhere Schwebstoffkonzentration pro m^3 Oberwasser läßt sich auch anhand der langfristigen Monatsmittel von Schwebstoffkonzentration und Oberwasser an der Meßstation Intschede zeigen (Abb. 6).

Bei Betrachtung der unterschiedlichen Oberwassersituationen zeigt sich, daß dieser Zusammenhang nur für HW2 und HW3 gilt; bei HW1, also dem steigenden Scheitel einer Hochwasserwelle, wird im Winterhalbjahr pro m^3 Oberwasser mehr Schwebstoff eingetragen.

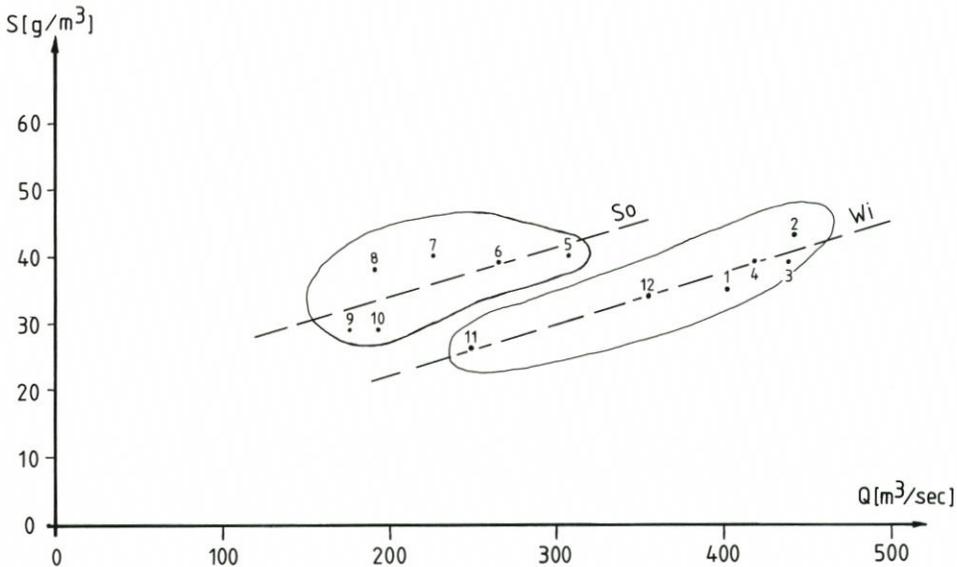


Abb. 6. Darstellung des Zusammenhangs zwischen der Schwebstoffkonzentration bei Intschede und dem Oberwasser bei Intschede (langjährige Monatsmittel), getrennt für das hydrologische Winterhalbjahr und das Sommerhalbjahr (Daten aus Gewässerkundliches Jahrbuch, 1987)

Die Regressionsgleichung für die Schwebstoffkonzentration im Sommer (S_s) und im Winter (S_w):

$$S_s = 6,74 + 0,07 Q \quad (r = 0,71; N = 6)$$

$$S_w = 19,12 + 0,07 Q \quad (r = 0,96; N = 6)$$

4.2 Zusammenhang Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen – Sedimentationsverlust (*Eintrag* – *Sverl*)

Sverl variiert im Untersuchungszeitraum zwischen maximal $68,8 \text{ mg l}^{-1}$ und minimal $-9,7 \text{ mg l}^{-1}$, d. h., der *Austrag* kann größer als der *Eintrag* werden. Der mittlere *Sverl* liegt bei $9,9 \text{ mg l}^{-1}$ ($\pm 13,4$, $N = 136$). Das arithmetische Mittel des *Eintrags* liegt bei $33,2 \pm 23,9 \text{ mg l}^{-1}$, so daß sich die Konzentration der Schwebstoffe im Mittel (1984–87, $N = 136$) um 29,8 % verringert. Die Dynamik der Sedimentationsverluste (*Sverl*) wird von der Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen (*Eintrag*) stark geprägt (Spearman $r = 0,80$, $N = 136$)

(zu dieser und den folgenden Aussagen s. Abb. 7 und Tab. 3), die, wie oben gezeigt wurde, vor allem Folge der Dynamik des Oberwassers ist. Eine Unterteilung in die beiden hydrologischen Halbjahre ergibt eine Verbesserung des Zusammenhangs für das Sommerhalbjahr. Die Steigung der Regressionsgeraden für das Winterhalbjahr ist flacher als die des Sommerhalbjahres. Dieser Unterschied zwischen den hydrologischen Halbjahren ist Folge der Beobachtungen mit $Q_1 \geq 600$. Bei Ausschluß dieser Werte und der Beobachtungen bei HW1/2 (Hochwasserwellen) ergibt sich für den Sommer die gleiche Steigung wie für den Winter. Unter diesen „normalisierten“ Bedingungen sedimentiert also im Sommer der gleiche Anteil des *Eintrags* in den Häfen wie im Winter.

Der Grenzwert für negative *Sverl*-Werte liegt für die beiden „normalisierten“ Geraden für den *Eintrag* bei einer Schwebstoffkonzentration von ca. 28 mg l⁻¹ im Sommer und ca. 23 mg l⁻¹ im Winter (Regressionsgerade für HW3, $Q_1 \leq 600$). Bei Unterschreitung dieser Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen wird der *Austrag* aus den Häfen also höher als der *Eintrag*.

Für Abflüsse ≤ 600 zeigt sich ein interessanter Einfluß der Variablen HW: während die Regressionsgeraden für HW1 und HW3 nicht unterschiedlich sind, ist *Sverl* pro mg *Eintrag* bei HW2 deutlich geringer. Auf dem fallenden Scheitel der Hochwasserwelle sedimentiert also ein geringerer Anteil des *Eintrags* in den Häfen.

Tabelle 3. Korrelationskoeffizienten und Regressionsgleichungen zum Zusammenhang von Schwebstoffeintrag von Oberstrom (EINTRAG, hier IN) und Sedimentationsverlust (SVERL)

Q	N	Halbjahr	HW	Pears.	Spear.		r ²
Alle	136	beide	alle	0,76 ***	0,80 ***	SVERL = 0,42IN - 4,3	0,58
	61	Winter		0,75 ***	0,79 ***	= 0,36IN - 4,4	0,57
	75	Sommer		0,86 ***	0,81 ***	= 0,68IN - 10,9	0,75
≥ 600	14	Winter	alle	0,65 *	0,67 *	SVERL = 0,52IN - 17,7	0,42
≥ 600	4	Winter	steigend	0,76 n.s.	0,20 n.s.		
	6		fallend	0,62 n.s.	0,77 n.s.		
	4		konstant	0,78 n.s.	0,40 n.s.		
≤ 600	5	Winter	steigend	0,98 **	0,99 **	SVERL = 0,95IN - 17,6	0,97
	9		fallend	0,82 **	0,76 *	= 0,56IN - 8,5	0,68
	31		konstant	0,84 ***	0,81 ***	= 0,82IN - 11,4	0,71
≤ 600	5	Sommer	steigend	0,98 **	0,90 *	SVERL = 0,89IN - 18,2	0,96
	7		fallend	0,78 *	0,85 ***	= 0,24IN + 6,8	0,61
	63		konstant	0,84 ***	0,84 ***	= 0,74IN - 12,5	0,70

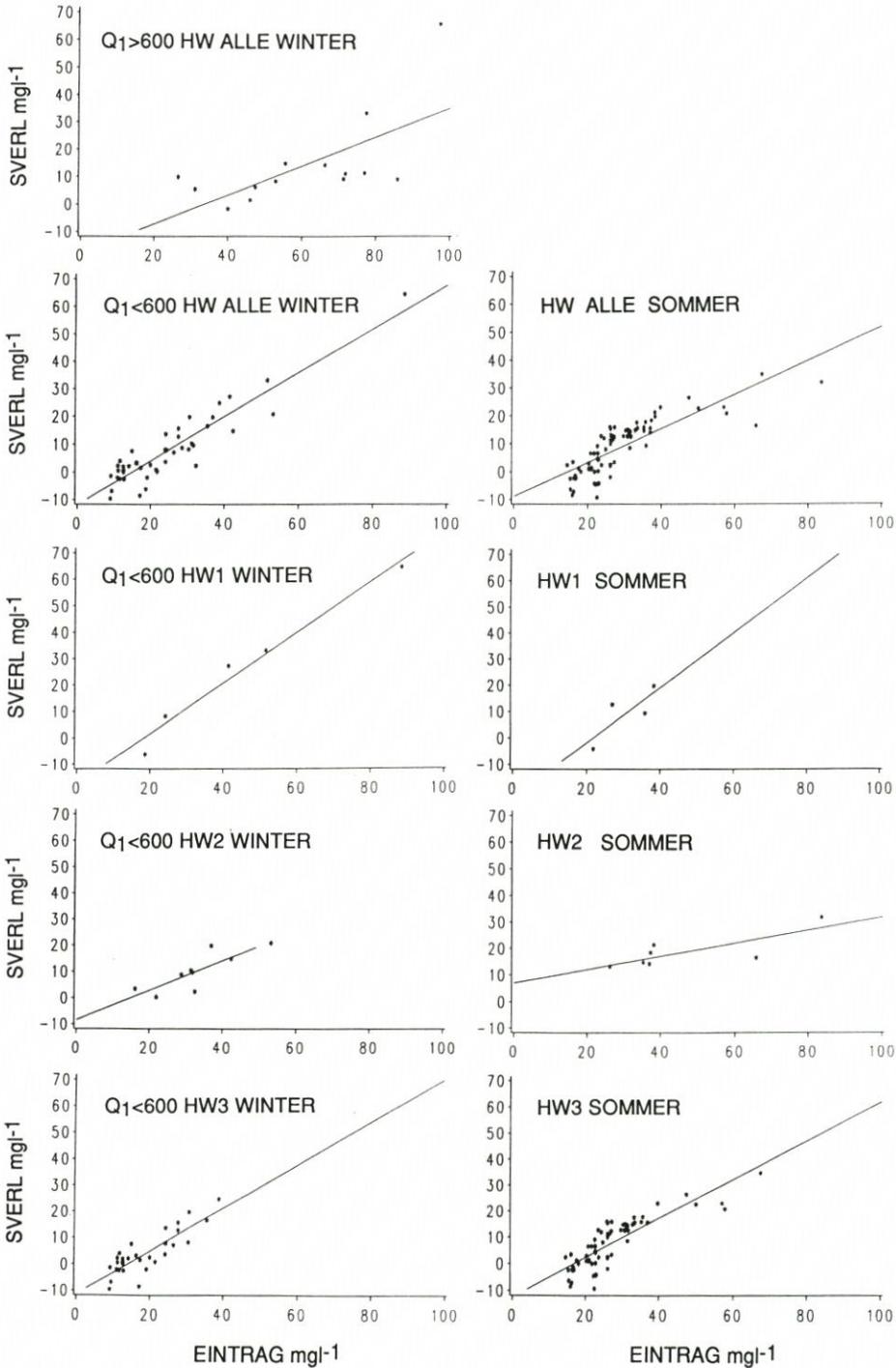


Abb. 7. Darstellung des Zusammenhangs zwischen der Schwebstoffkonzentration oberstrom der Häfen (Eintrag) und dem Sedimentationsverlust (Sverl) für verschiedene Oberwassersituationen, getrennt für das hydrologische Winter- und Sommerhalbjahr (zur Erläuterung s. Text)

Eine separate Betrachtung des Zusammenhangs zwischen *Sverl* und *Eintrag* für $Q_1 \geq 600$ (dies sind nur Winterwerte) zeigt eine erhebliche Streuung der Werte und eine geringere Sedimentationsrate pro mg *Eintrag* als bei $Q_1 \leq 600$.

4.3 Zusammenhang Oberwasser – Sedimentationsverlust ($Q - Sverl$)

Aus Abb.4 und 8 sowie Tab.4 wird der Einfluß des Oberwassers auf *Sverl* deutlich. Dieser wirkt zum einen, wie oben gezeigt, mittelbar über die Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen auf die Sedimentation. Zusätzlich soll hier aber auch der Zusammenhang von Q und *Sverl* geprüft werden, da wir einen zusätzlichen direkten Einfluß über die Veränderung der hydrodynamischen Situation im Untersuchungsgebiet postuliert haben (s. o.), der sich verändernd auf den oben beschriebenen Zusammenhang $Q - Eintrag - Sverl$ auswirken müßte.

Den engsten Zusammenhang zwischen *Sverl* und den verschiedenen geprüften Mittelwerten des Oberwassers ($Q_0 - Q_5$) zeigt Q_1 , das Oberwasser am Tag vor der Meßfahrt (Pearson $r = 0,30$; Spearman $r = 0,63$, $N = 136$). Der höhere Spearman-Korrelationskoeffizient deutet einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen den beiden Variablen an. Abb.8 zeigt im Bereich von $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ein Maximum für *Sverl*; sowohl bei größerem wie bei kleinerem

Tabelle 4. Korrelationskoeffizienten und Regressionsgleichungen zum Zusammenhang von Oberwasser (Q_1) und Sedimentationsverlust (SVERL)

Q	N	Halbjahr	HW	Pears.	Spearman.		r^2
≥ 600	14	Winter	alle	-0,35 n.s.	-0,52 n.s.		
≥ 600	4	Winter	steigend	-0,50 n.s.	-0,80 n.s.		
	6		fallend	-0,36 n.s.	0,02 n.s.		
	4		konstant	-0,60 n.s.	-0,80 n.s.		
≤ 600	45	Winter	alle	0,68 ***	0,81 ***	SVERL = $0,07Q_1 - 17,5$	0,46
≤ 600	5	Winter	steigend	0,93 *	0,90 *	SVERL = $0,17Q_1 - 20,1$	0,87
	9		fallend	0,50 n.s.	0,76 n.s.		
	31		konstant	0,76 ***	0,82 ***	= $0,06Q_1 - 14,5$	0,58
≤ 600	74	Sommer	alle	0,83 ***	0,81 ***	SVERL = $0,10Q_1 - 16,6$	0,69
≤ 600	5	Sommer	steigend	0,95 *	0,99 **	SVERL = $0,15Q_1 - 33,1$	0,91
	7		fallend	0,82 *	0,67 n.s.	= $0,05Q_1 - 0,1$	0,68
	63		konstant	0,82 ***	0,81 ***	= $0,10Q_1 - 18,6$	0,70

Oberwasser ist *Sverl* geringer. Eine Unterteilung des Datensatzes in die Gruppen $Q_1 \geq 600$ und ≤ 600 ergibt für die erste Gruppe einen negativen, für die zweite Gruppe einen positiven Zusammenhang. Dies gilt für alle HW-Situationen (Tab. 4, Abb. 8a). Bis zu einem Q_1 von 600 wächst *Sverl* linear mit dem Oberwasser, oberhalb dieser Grenze wird *Sverl* wieder kleiner, die Sedimentation nimmt ab (dieser Zusammenhang ist allerdings nicht signifikant [Tab. 4]).

Unterschiede im Zusammenhang zwischen *Sverl* und Q zwischen Sommer und Winter zeigt Abb. 8b. Dabei wurden für die Wintersituation nur die Werte $Q_1 \leq 600$ verwendet, um eine direkte Vergleichbarkeit mit der Sommersituation herzustellen. Die Regressionsgerade liegt für den Sommer signifikant über der des Winters; es sedimentiert im Sommer also mehr Schwebstoff pro m^3 als im Winter.

Wenn der Zusammenhang zwischen *Sverl* und Q_1 für verschiedene Oberwassersituationen getrennt untersucht wird (HW1: in den letzten 5 Tagen vor der Meßfahrt ein sehr starker Anstieg der Oberwassermenge; HW2: ein sehr starker Abfall; HW3: \pm konstantes Oberwasser), ergeben sich folgende Zusammenhänge (Abb. 8b): Für HW2, den fallenden Scheitel einer Hochwasserwelle, und besonders deutlich für HW3 (konstantes Oberwasser), ist *Sverl* im Sommer höher als im Winter; es besteht also der gleiche Zusammenhang wie bei der Betrachtung des gesamten Datensatzes (HW1-3). Für HW1, den steigenden Scheitel einer Hochwasserwelle, ergibt sich eine deutlich stärkere Steigung der Regressionsgeraden im Winter im Vergleich mit dem Sommer; in dieser speziellen Situation sedimentiert im Winter also mehr pro m^3 als im Sommer.

Sverl wird im Sommer bei etwa $175 m^3 s^{-1}$, im Winter bei etwa $230 m^3 s^{-1}$ negativ, d. h., der *Austrag* wird dann größer als der *Eintrag*.

4.4 Zusammenhang Wassertemperatur – Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen (TEMP5 – *Eintrag*)

Der beschriebene Einfluß der Jahreszeit auf die Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen (s. o.) zeigt sich nicht in einer direkten Korrelation zwischen *Eintrag* und Wassertemperatur. Erst wenn die Schwebstoffkonzentration durch die Division durch Q_1 standardisiert wird (sog. Schwebstoffabfluß-Quotient, s. HINRICH, 1975), ergibt sich ein Spearman-r von 0,63 (N = 136). Verdeutlichen läßt sich der Zusammenhang durch Elimination der durch Hochwasserwellen beeinflussten Beobachtungen (Spearman-r = 0,70, Pearson r = 0,68; N = 98).

Ob diese Korrelation allerdings tatsächlich Ausdruck einer Kausalbeziehung ist oder nur durch den korrelierten Jahresgang von Oberwasser und Temperatur verursacht wird, kann hier nicht entschieden werden.

5. Diskussion

5.1 Zur Methode

Die quantitative Erfassung von Sedimentationsvorgängen in Gewässern kann mit verschiedenen Methoden erfolgen, die jeweils spezifische Vor- und Nachteile haben:

- Schwebstofffallen werden vor allem in Gewässern mit geringen Strömungsgeschwindigkeiten eingesetzt (GARDNER, 1980). Sie fungieren gleichzeitig als Probenehmer und ermöglichen damit die Analyse der Sinkstoffe.
- Die durch die Sedimentation bedingte Aufhöhung der Gewässersohle kann durch Peilungen

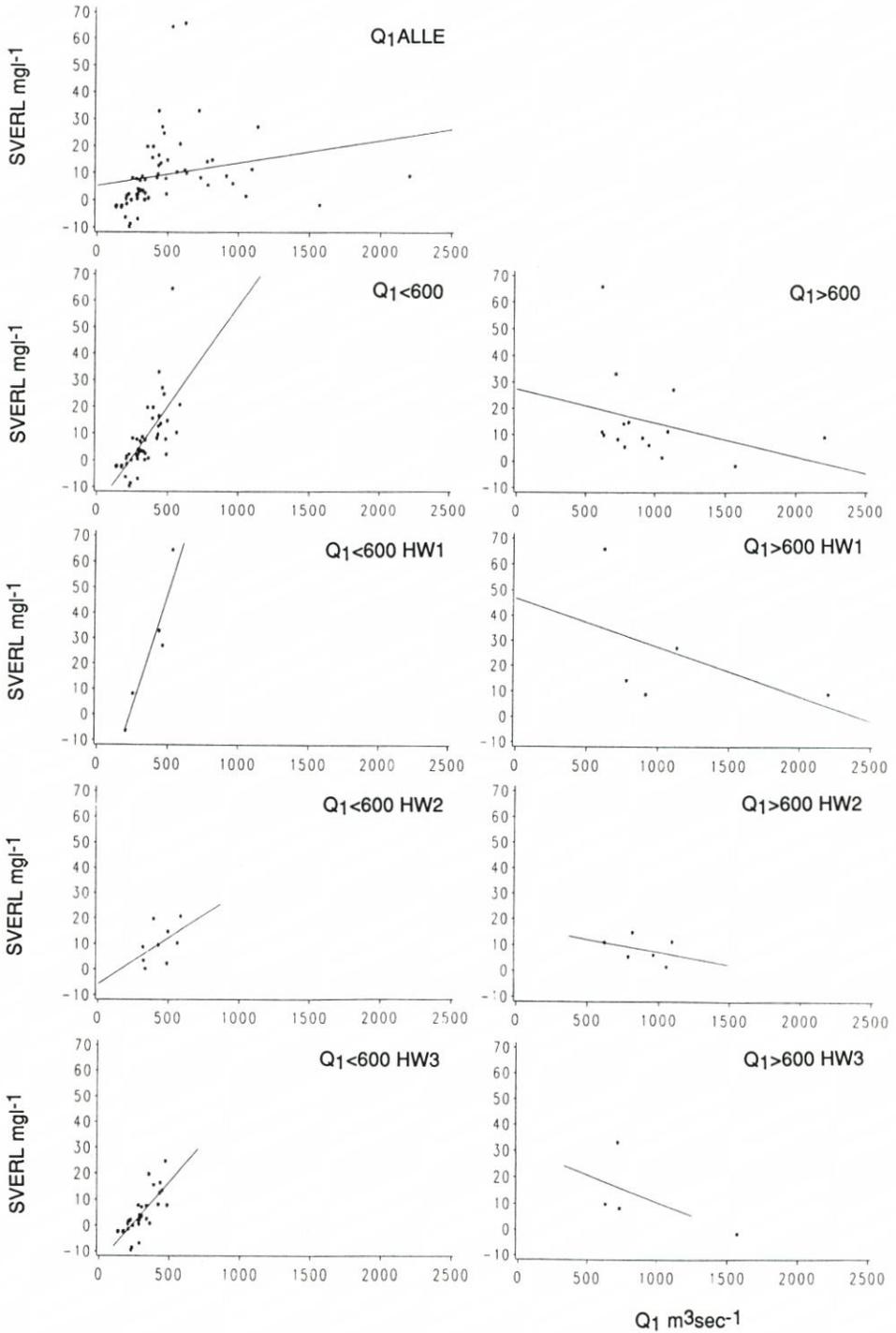


Abb. 8. Darstellung des Zusammenhangs zwischen Oberwasser (Q_1) und Sedimentationsverlust (Sverl) für verschiedene Oberwassersituationen (zur Erläuterung s. Text). Abb. 8a beschreibt das hydrologische Winterhalbjahr

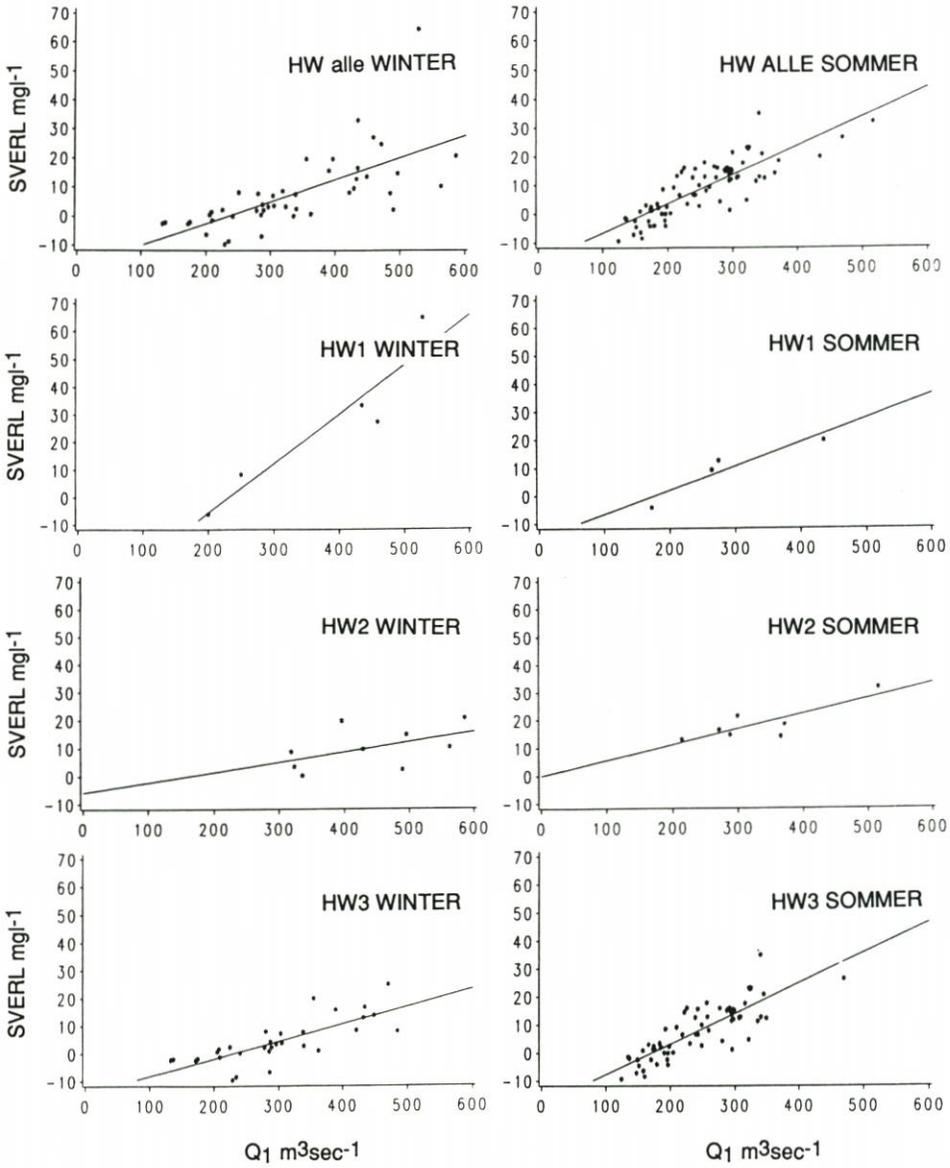


Abb. 8. Darstellung des Zusammenhangs zwischen Oberwasser (Q_1) und Sedimentationsverlust (Sverl) für verschiedene Oberwassersituationen (zur Erläuterung s. Text). Abb. 8b beschreibt das Sommer- und das Winterhalbjahr für $Q_1 \leq 600 m^3 s^{-1}$

erfaßt werden. Im Eulitoral kann dies durch das Ausbringen von Schlickpegeln erfolgen (BALE et al., 1985), im Sublitoral durch Peilungen mit akustischen oder anderen Signalen. Die Meßgrenzen der Verfahren ermöglichen ihren Einsatz allerdings nur in Gebieten mit starker Sedimentation bzw. in großen bis sehr großen Zeitintervallen. Problematisch ist diese Methode auch dort, wo Sedimentation und Erosion am gleichen Ort stattfinden können. NASNER & MESSER (1988) weisen auf die Schwierigkeiten hin, Auflandungsdaten aus Sohlpeilungen für eine Kausalanalyse der beeinflussenden Faktoren zu benutzen, da die Peilintervalle im allgemeinen zu groß sind.

- Die Analyse von Inhaltsstoffen des Sediments kann eine qualitative oder quantitative Beschreibung des Ablaufs der Sedimentation z. T. über historische Zeitabläufe ermöglichen (ZÜLLIG, 1982).
- Für fließende Gewässer ist grundsätzlich auch eine Differenzbildung von Schwebstoff-(und evtl. Geschiebe-)transport oberhalb und unterhalb des Sedimentationsraumes möglich (WESTRICH, 1981), wie dies z. B. für eine Stauhaltung des Mississippi gezeigt wurde (BHOWMIK & ADAMS, 1986). Die Verlandung von Stauräumen in Flachlandflüssen ist dabei zu mehr als 80 % auf den Transport von partikulärem Material in der suspendierten Phase zurückzuführen (WESTRICH, 1981). Wegen der starken Dynamik der Sedimentationsprozesse und des erheblichen Einflusses aperiodischer Ereignisse, wie starker Hochwässer, müssen dafür jedoch Zeitreihen über mehrere Jahre mit möglichst kontinuierlicher Erfassung der Parameter ober- und unterhalb des Sedimentationsraumes vorliegen. In Tidegewässern wird dies durch die periodisch wechselnde Strömungsrichtung weiter kompliziert, da sie entscheidenden Einfluß auf das Transportverhalten der suspendierten partikulären Substanz hat. So konnten FANGER et al. (1990) für die Elbe unterhalb des Hamburger Stromspaltungsgebietes zeigen, daß der tidengemittelte Transport von Schwebstoff (zumindest bei niedrigem Oberwasser) stromauf gerichtet sein kann. Auf die Bedeutung und die Schwierigkeiten einer repräsentativen Probenahme gerade für die Erfassung der Schwebstoffkonzentration haben u. a. NEUMANN (1985) und CHRISTIANSEN (1985) hingewiesen.

Der Ansatz der Differenzbildung wurde hier für die Beschreibung der Sedimentation in tideoffenen Häfen angewendet, um Einblicke in die saisonale Dynamik und die steuernden Prozesse zu ermöglichen. Dafür lag ein Datensatz über vier Jahre vor, der zwar den oben genannten methodischen Anforderungen nur bedingt genügt (keine isokinetische, vertikalintegrierende und tidengemittelte Probenahme), dessen Analyse jedoch neue Erkenntnisse über den Prozeß der Sedimentation liefert bzw. mit anderen Methoden gewonnene Erkenntnisse bestätigt.

Die mit dieser Methode ermittelten Sedimentationsmengen stimmen sehr gut mit den von HABAU (1988) über die Erhöhung der Sohle in den Hafenbecken errechneten Zahlen überein. Angesichts der Fehlermöglichkeiten beider Methoden (für Peilungen s. HABAU, 1987; für Schwebstoffverluste s. o.) ist diese Übereinstimmung befriedigend und zeigt, daß mit der Differenz zwischen *Eintrag* und *Austrag* tatsächlich im wesentlichen die in den Hafenbecken sedimentierenden Schwebstoffe erfaßt werden. Für einen derartigen Ansatz liegen die morphologischen Gegebenheiten in der Unterweser besonders günstig, da die Morphologie in der kanalisiertem Unterweser ober- und unterhalb der Häfen sehr ähnlich ist und die als Sedimentationsfallen wirkenden Häfen mit ihrer enormen Querschnittserweiterung konzentriert bei UW-km 6 liegen. Ein Vergleich mit der Situation des gut untersuchten Hamburger Hafens zeigt dies deutlich: in der Weser fehlen die große Stromspaltung, die sich über viele Flußkilometer hinziehende Querschnittserweiterung und die unter- und oberhalb des Stromspaltungsgebietes unterschiedliche Morphologie der Unterelbe.

5.2 Zur Sedimentationsdynamik

Die statistische Analyse des Datensatzes zeigt sehr deutlich, daß die Sedimentation im Untersuchungsgebiet vor allem von der Schwebstoffkonzentration oberhalb der Häfen abhängig ist. Dabei steigt die Sedimentationsrate bis zu einem Q_1 von etwa $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, also etwa dem doppelten MQ ($323 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), linear mit dem *Eintrag*. Bei größeren Abflüssen wird der Zusammenhang unsignifikant, tendenziell sedimentiert jedoch ein geringerer Prozentsatz des *Eintrags*. Zusätzlich wird der Zusammenhang zwischen *Sverl* und Oberwasser (Q_1) bei $Q_1 \geq 600$ jedoch negativ. Es scheint also noch ein zusätzlicher direkter Zusammenhang zwischen Q und *Sverl* wirksam zu sein. Dieser wird in dem Einfluß von Q auf Dauer und Stärke des Flutstroms vermutet.

Wie für den Hamburger Hafen gezeigt werden konnte (s. CHRISTIANSEN, 1987), wird die Walzensedimentation in den Hafeneinfahrten, die auch in den bremischen Häfen wesentlich zur Sedimentation beiträgt (HABAU, 1988), bei steigendem Oberwasser kleiner, verursacht durch den dann geringeren Flutstrom, der vor allem für die Walzenbildung verantwortlich ist. Abb. 9 zeigt mit dem eindimensionalen Modell *Fluss* der GKSS gerechnete Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen in der Unterweser im Bereich der tideoffenen Häfen für verschiedene Oberwassersituationen. Sie zeigt deutlich die bei steigendem Oberwasser abnehmenden Flutstromgeschwindigkeiten, die dann zu einer stark verminderten flutstrominduzierten Walzenbildung und damit Sedimentation führen sollten (nach diesen Daten wird der Hafbereich [UW-km 6] bei ca. $900 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ sogar zur Flutstromgrenze). Dies könnte den negativen Zusammenhang zwischen *Sverl* und Q_1 für $Q_1 \geq 600$ erklären. Bei steigendem Oberwasser wird zusätzlich der Tidenhub geringer, so daß sich auch die Austauschwassermengen und damit die Bedeutung des Tideeffekts verkleinern (NASNER & MESSER, 1988).

Einen erheblichen Einfluß auf die Variablen *Eintrag* und *Sverl* haben Hochwasserwellen. Dabei ist zum einen die absolute Größe wichtig, die bei Abflüssen über $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ zu deutlichen Veränderungen in der Relation zwischen *Eintrag* und Q_1 bzw. *Sverl* und Q_1 führt (s. o.). Zum anderen gibt es aber auch Unterschiede zwischen dem steigenden und dem fallenden Scheitel einer Hochwasserwelle: So zeigen besonders die Beobachtungen bei stark ansteigendem Oberwasser (HW1) im Winterhalbjahr eine starke Sedimentation. Diese ist vor allem auf die dann stark erhöhte Schwebstoffkonzentration im Oberwasser bei konstantem prozentualen Anteil sedimentierender Feststoffe zurückzuführen. Eine starke Erhöhung der Schwebstoffkonzentration besonders bei Frühjahrshochwässern (Winterhalbjahr) ist auch aus der Elbe dokumentiert. Ursache sind vor allem die großen Mengen während der vorangegangenen Perioden geringer Abflüsse in Staubereichen sedimentierten Materials, die dann erodiert werden (CHRISTIANSEN, 1987). Anders verhält es sich bei stark abnehmendem Oberwasser (HW2): Dann sedimentiert (sowohl im Sommer wie im Winter) ein geringerer Anteil des *Eintrags* in den bremischen Hafenbecken, vermutlich verursacht durch die dann veränderte Zusammensetzung des Schwebstoffs (GREISER, 1988).

Der Einfluß der Temperatur auf die Variablen *Eintrag* oder *Sverl* läßt sich nicht durch eine direkte Korrelation zwischen den Variablen feststellen. Eine Differenzierung des Datensatzes in die beiden hydrologischen Halbjahre ergibt jedoch einige deutliche Unterschiede. So ist die Schwebstoffkonzentration des Oberwassers im Sommerhalbjahr gegenüber dem Winter signifikant erhöht. Dies läßt sich sowohl an langfristigen Monatsmitteln der Schwebstoffkonzentration an der Station Intschede zeigen wie auch für den hier analysierten 4-Jahres-Datensatz am Parameter *Eintrag*. Diese erhöhte sommerliche Schwebstoffkonzentration kann auf den hohen Biomasseanteil in dieser Zeit und auf die Erhöhung der Schwebefähigkeit der Flocken als Folge mikrobieller Aktivitäten zurückgeführt werden (GREISER, 1988).

Der pro mg *Eintrag* sedimentierende Anteil ist jedoch im hydrologischen Sommerhalbjahr nicht von dem im Winterhalbjahr verschieden.

Im Gegensatz dazu ist die Sedimentationsrate pro m^3 Oberwasser im Sommer höher als im Winter; dies ist Folge der im Sommer gegenüber dem Winter erhöhten Schwebstoffkonzentration pro m^3 Oberwasser (s. o.).

Die Ergebnisse zeigen sowohl für Q_1 , wie für den *Eintrag* Grenzwerte auf, bei denen *Sverl* negativ wird, der *Austrag* aus den Häfen also höher als der *Eintrag* ist.

Diese Grenzen liegen bei einem Oberwasser von ca. $175 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ im Sommer und ca. $230 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ im Winter; für den *Eintrag* bei einer Schwebstoffkonzentration von ca. 28 mg l^{-1} im Sommer und ca. 23 mg l^{-1} im Winter (Oberwasser konstant, $\leq 600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Die Differenzen zwischen den hydrologischen Halbjahren entsprechen den oben diskutierten Unterschieden.

Werden diese Grenzwerte von Oberwasser bzw. Schwebstoffkonzentration unterschritten, so wird der *Austrag* größer als der *Eintrag*. Als Ursache kommen fünf Möglichkeiten in Betracht:

- Erosion
- autochthone Produktion
- anthropogene Einleitungen
- bodennaher Eintrag von Oberstrom
- Schwebstoffeintrag von Unterstrom

Diese Prozesse könnten entweder nur während der ermittelten Perioden geringen Oberwassers wirksam oder aber permanent von Bedeutung sein, jedoch zu anderen Zeiten von der dann stattfindenden Sedimentation maskiert werden und somit als Fehler in die statistische Analyse eingehen.

Erosion

Das Ausmaß der Erosion von Sedimenten wird vor allem durch die Strömungsgeschwindigkeit und die Textur des Sediments bestimmt. Der Flutstrom setzt nach dem Kenterpunkt Ebbe im Weserästuar deutlich heftiger ein als der Ebbstrom und führt zu einer stärkeren Resuspendierung von sedimentiertem Material (WELLERSHAUS, 1981). Bei sinkendem Oberwasser wird die Strömungsgeschwindigkeit des in die Abflußrichtung des Oberwassers gerichteten Ebbstroms im Untersuchungsgebiet geringer; im Gegensatz dazu nimmt der Flutstrom bei sinkendem Oberwasser zu (s. Abb. 9). Dieses heftige Einsetzen des Flutstroms zeigt auch Abb. 9; es kann im Untersuchungsbereich zur Resuspendierung von Sediment führen (SCHUCHARDT u. SCHIRMER, 1991). Im künstlich geschaffenen „Stromspaltungsgebiet“ des Neustädter Hafens (Abb. 1) werden solche Strömungsgeschwindigkeiten erreicht. Sediment, das von seiner Textur her zur Resuspendierung geeignet ist, steht im Wendebcken zur Verfügung, so daß eine Erosion und damit Erhöhung der Schwebstoffkonzentration unterhalb der Häfen zu Zeiten niedrigen Oberwassers durchaus möglich erscheint.

Autochthone Produktion

Im Sommer und Herbst findet im Bereich der Meßpunkte für die Variable *Eintrag* eine erhebliche autochthone Biomasseproduktion vor allem durch die Kieselalge *Actinocyclus normanii* statt (SCHUCHARDT & SCHIRMER, 1990a). Da *Sverl* jedoch auch im Winter negativ werden kann, wenn eine autochthone Biomasseproduktion als Ursache nicht in Frage kommt, kann dies nicht der verursachende Faktor sein, sondern zu einer Erhöhung des *Austrags* allenfalls im Sommer beitragen.

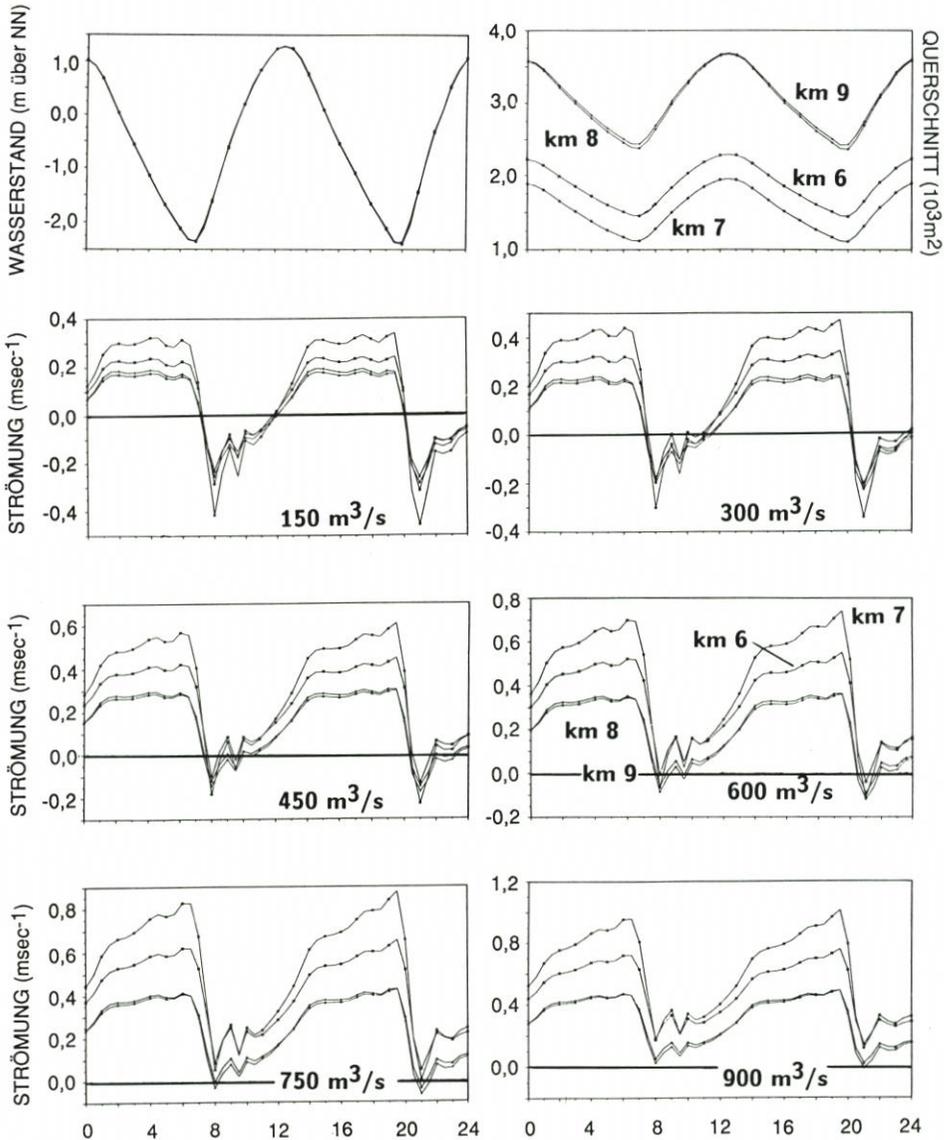


Abb. 9. Wasserstand und Querschnitte in der Unterweser bei UW-km 6, 7, 8 und 9 bei $150 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ und Strömungsgeschwindigkeiten bei verschiedenen Oberwasserabflüssen, gerechnet mit dem eindimensionalen Modell FLUSS der GKSS (MÜLLER et al., 1990). Positive Strömungswerte = Ebbstrom, negative Strömungswerte = Flutstrom. Die Skalierung der Abszisse sind Stunden

Einleitungen

Für eine Erhöhung der Schwebstoffkonzentration durch Einleitung von Abwasser kommt im Untersuchungsgebiet vor allem die kommunale Kläranlage (KA) Seehausen an der unteren Grenze des Hafensbereichs (UW-km 8,5) in Betracht, zusätzlich eventuell die Einleitungen der Klöckner-Hütte Bremen (UW-km 12,5). Die KA Seehausen ist 1985 durch die

Inbetriebnahme einer biologischen Stufe erweitert worden. Bis dahin hatte sie erhebliche Mengen von absetzbaren Stoffen eingeleitet. Diese Fracht ist durch die biologische Stufe um ca. 90 % reduziert worden (SCHUCHARDT et al., 1989). Er kann deshalb heute nur noch einen sehr geringen Anteil an der Sedimentation in den bremischen Häfen haben. Auch erfolgte und erfolgt die Einleitung konstant über das Jahr, so daß es die oberwasserabhängige Zunahme der Schwebstoffkonzentration unterhalb der Häfen kaum verursachen kann.

Bodennaher Eintrag von Oberstrom

Die Muster von Schwebstoffkonzentration und Sedimentation in den Hamburger Häfen werden u. a. durch einen bodennahen Eintrag von Schwebstoff zu bestimmten Oberwassersituationen erklärt, der mit der Staustufe Geesthacht im Zusammenhang steht (s. CHRISTIANSEN, 1987). Dieser Eintrag wird durch Schwebstoffmessungen in der Wassersäule nicht erfaßt. Ob solche Phänomene auch im Untersuchungsgebiet von Bedeutung sind, ist unklar.

Schwebstoffeintrag von Unterstrom

Aus verschiedenen Ästuaren ist ein stromauf gerichteter Transport von Schwebstoff dokumentiert (SALOMONS & MOOK, 1977; SALOMONS et al., 1988). Die Trübungszone, d. h. der Bereich der im Salzkeil akkumulierten Schwebstoffe, ist in ihrer Position stark vom Oberwasser geprägt (WELLERSHAUS, 1981). Ein stromauf gerichtetes Vordringen erhöhter Schwebstoffkonzentrationen, weit über den Bereich des Salzkeils hinaus, ist auch in der Unterweser zu beobachten. Dies führt bei niedrigem Oberwasser dazu, daß im Bereich Bremen-Farge (UW-km 28) und noch weiter stromauf sehr hohe Schwebstoffkonzentrationen gemessen werden können (s. Abb. 2). Dabei kommt es auch zu einem stromauf gerichteten Transport mariner Schwebstoffkomponenten, der bei niedrigem Oberwasser bis in den Bereich der Häfen reichen kann (SCHUCHARDT & SCHIRMER, 1990b). Es erscheint durchaus möglich, daß ein Teil dieses bei niedrigem Oberwasser von Unterstrom herantransportierten Materials zur Erhöhung der Schwebstoffkonzentration der Variablen *Austrag* beiträgt. So konnten FANGER et al. (1990) für die Unterelbe direkt unterhalb des Hafensbereichs bei niedrigem Oberwasser einen tidengemittelten, stromauf gerichteten Transport von Schwebstoff zeigen.

Welcher bzw. welche Faktoren zur beobachteten Zunahme der Schwebstoffkonzentration unterhalb der Häfen bei Situationen mit geringem Oberwasser führen, kann z. Zt. noch nicht entschieden werden.

Die hier beschriebene Verringerung der Schwebstoffkonzentration in der Unterweser als Folge von Sedimentationsvorgängen im Bereich der tideoffenen Häfen in Bremen hat auch eine Reihe gewässerökologischer Implikationen. So ist die Verbesserung des Lichtklimas für die lichtlimitierte planktische Primärproduktion sicherlich nicht ohne Folgen; die Sedimentation reduziert die in der Unterweser transportierte Schwermetallfracht (SCHIRMER et al., 1989) und damit auch den Eintrag in die Nordsee. Die Sedimentation reduziert ebenfalls den partikelgebundenen Anteil der Bakterienbiomasse. Die Darstellung dieser Zusammenhänge befindet sich in Vorbereitung.

6. Danksagung

Unveröffentlichte Daten wurden zur Verfügung gestellt von Herrn A. MÜLLER (GKSS Geesthacht). Ihm sei, ebenso wie den Herren A. BERGMANN (WSA Bremen), Prof. Dr. H. NASNER (HfT Bremen) und Dr. W. PULS (GKSS Geesthacht) für kritische Diskussionen, Herrn Dr. H.-P. WEIGEL (WWA Bremen) für die Förderung dieses Vorhabens und die

Überlassung der Daten und der Besetzung der „Weserluchs“ für ihre Unterstützung ganz herzlich gedankt.

7. Schriftenverzeichnis

- BALE, A. J., MORRIS, A. W. u. HOWLAND, R. J. M.: Seasonal sediment movement in the Tamar Estuary. *Oceanol. Acta* 8 (1), 1985.
- BHOWMIK, N. G. u. ADAMS, J. R.: The hydrologic environment of Pool 19 of the Mississippi River. *Hydrobiologia* 136, 1986.
- BUSCH, D., SCHIRMER, M., SCHUCHARDT, B. u. ULLRICH, P.: Historical changes of the River Weser. In: G. E. Petts; A. L. Roux & H. Möller (ed.) *Historical Change of Large Alluvial Rivers: Western Europe*. J. Wiley & Sons, Chichester, 1989.
- CHRISTIANSEN, H.: Erste Ergebnisse aus Schwebstoffmessungen mit dem CUX-Sampler in der Elbe. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- CHRISTIANSEN, H.: Neue Erkenntnisse über Schlickbildungs- und Sedimentationsprozesse im Hamburger Hafen. *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft* 42, 1987.
- CHRISTIANSEN, H., HAAR, S. u. RADTKE, G.: Zur Sedimentation in Hamburger Hafenbecken. *Gewässerkundliche Studie 1 (Strom- und Hafenbau Hamburg)*, 1985.
- DEV: Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung. – VCH Verlagsgesellschaft Weilheim, 1989.
- FANGER, H.-H., KAPPENBERG, J. u. MÄNNING, V.: A study on the transport of dissolved and particulate matter through the Hamburg Harbour. – In: W. Michaelis (ed.) *Estuarine Water Quality Management*. Springer-Verlag Berlin, 1990.
- GARDNER, W. D.: Field assessment of sediment traps. *J. of Mar. Res.* 38 (1), 1980.
- GREISER, N.: Zur Dynamik von Schwebstoffen und ihren biologischen Komponenten in der Elbe bei Hamburg. *Hamburger Küstenforsch.*, H. 45, 1988.
- HABAU: Sedimentationsverhältnisse in Bremer Hafenbecken. Bericht des Hafenbauamtes Bremen, unveröff., 1987.
- HABAU: Baggergutuntersuchungsprogramm – Sachstandsbericht. Bericht des Hafenbauamtes Bremen, unveröff., 1988.
- HINRICH, H.: Die Schwebstoffbelastung der Weser und der Vergleich mit Elbe und Ems. *DGM* 19, 1975.
- KRAUSE, G.: Physical processes in tidal estuaries in relation to the monitoring of water quality. *Ocean Management* 6, 1981.
- KÜHLE, H. u. MÜLLER, A.: Gutachten zur Beurteilung des Gewässergütezustandes der Unterweser. Teilbericht: Ergebnisse des Weserexperiments 1987. Gutachten im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Bremen, unveröff., 1989.
- LÜNEBURG, H., SCHAUMANN, K. u. WELLERSHAUS, S.: Physiographie des Weser-Ästuars (Deutsche Bucht). *Veröff. Inst. Meeresforsch. Bremerhaven* 15, 1975.
- MÜLLER, A., GRODD, M. u. WEIGEL, H.-P.: Lower Weser monitoring and modelling. In: W. Michaelis (ed.) *Estuarine Water Quality Management*. Springer-Verlag Berlin, 1990.
- MÜLLER, K.-D. u. SCHWARZE, H.: Some studies to reduce sedimentation in a port on a tidal river. *Water Sci. Technol.* 20 (6/7), 1988.
- NASNER, H. u. MESSER, K.: Untersuchungen über die Sedimentation im Neustädter Hafen in Bremen. *Untersuchungsbericht im Auftrag des Hafenbauamtes Bremen*, unveröff., 1988.
- NEUMANN, L. J. R.: AMO – die automatische Meßstation Oortkaten. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- SACHS, L.: *Angewandte Statistik*. Springer-Verlag Berlin, 1974.
- SALOMONS, W. u. MOOK, W. G.: Trace metal concentrations in estuarine sediments: mobilization, mixing or precipitation. *Neth. J. Sea Res.* 11 (2), 1977.
- SALOMONS, W., SCHWEDHELM, E., SCHOER, J. u. KNAUTH, H.: Natural tracers to determine the origin of sediments and suspended matter from the Elbe Estuary. *Wat. Sci. Tech.* 20 (6/7), 1988.
- SAS: *SAS user's guide: statistics*. SAS Institute Inc. North Carolina, 1985.
- SCHENKEL, W.: Baggergut in der Bundesrepublik Deutschland. Fachseminar Baggergut: Ergebnisse aus dem Baggergutuntersuchungsprogramm. Hamburg, 1984.
- SCHIRMER, M., JATHE, B., SCHUCHARDT, B. u. BUSCH, D.: Gutachten zur Beurteilung des Gewässergütezustandes der Unterweser. Teilbericht: Belastung der Unterweser mit

- Schwermetallen. Erstellt im Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Bremen (unveröff.), 1989.
- SCHUCHARDT, B., MÜLLER, M. u. SCHIRMER, M.: Veränderungen im Sauerstoff-Haushalt der Unterweser nach der Reduzierung kommunaler und industrieller Einleitungen. DGM 33 (3/4), 1989.
- SCHUCHARDT, B. u. SCHIRMER, M.: Seasonal and spatial patterns of *Actinocyclus normanii* (Bacillariophyceae) in the Weser Estuary in relation to environmental factors. In: W. Michaelis (ed.) Estuarine Water Quality Management. Springer-Verlag Berlin, 1990a.
- SCHUCHARDT, B. u. SCHIRMER, M.: Diatom frustules as natural tracers to determine the origin of suspended matter. Env. Tech. Lett. 1990b.
- SCHUCHARDT, B. u. SCHIRMER, M.: Intratidal variability of living and detrital seston components in the inner part of the Weser Estuary: vertical exchange and advective transport. Arch. Hydrobiol. 121 (1) 1991.
- SEEFELDT, D.: Das Peilwesen im Hamburger Hafen – Voraussetzung für ausreichende Wassertiefen. Hansa 1989 (4), 1989.
- WELLERSHAUS, S.: Turbidity maximum and mud shoaling in the Weser Estuary. Arch. Hydrobiol. 92, 1981.
- WESTRICH, B.: Verlandung von Flußstauhaltungen. Wasserwirtschaft 71, 1981.
- ZÜLLIG, H.: Untersuchungen über die Stratigraphie von Carotinoiden im geschichteten Sediment von 10 Schweizer Seen zur Erkundung früherer Phytoplankton-Entfaltungen. Schweiz. Zeitschr. Hydrol. 44 (1), 1982.

Über Eintrittswahrscheinlichkeiten von Windstau, Oberwasser und örtlichem Wind in einem Tidefluß am Beispiel der Elbe

VON WINFRIED SIEFERT

Zusammenfassung

In der Einleitung wird skizziert, von welchen Parametern und welcher Wahrscheinlichkeit bestimmter Größen die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Scheitelwasserstandes oder einer Sollhöhe eines Schutzwerkes in der Elbe abhängen. Mit den in Kap. 2.3 und 3.3 dargestellten Ergebnissen steht ein Rüstzeug zur Verfügung, mit dem diese für Hamburg ermittelt werden könnten. Der Sinn der Arbeit wird jedoch nicht darin gesehen, dies im einzelnen durchzuführen, sondern darzulegen, wie kompliziert es in einem Tidefluß ist, Eintrittswahrscheinlichkeiten zu bestimmen. Zugleich ist daraus zu folgern, daß es fast unmöglich ist, eine Bemessung entlang eines Tideflusses unter der Prämisse überall gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit vorzunehmen, ganz abgesehen davon, wie eine „Bemessungswahrscheinlichkeit“ in dem Bereich 10^{-4} bis 10^{-6} definiert werden soll.

Nicht zuletzt aus diesem Grunde war die LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) bei der Ermittlung einer Bemessungsturmflut anders vorgegangen.

Summary

In the introduction, a description is given of the parameters and the probabilities of certain factors affecting the statistical occurrence of given water levels used to determine the design height of protective structures in the Elbe. The results found in chapters 2.3 and 3.3 provide a basis for obtaining these values for Hamburg. The goal of this paper is not to present this in detail but rather to document the complexity of calculating the occurrence-probabilities for estuaries. Consequently one can conclude that it is almost impossible to determine design heights over the reach of a tidal river using the hypothesis of identical occurrence probabilities. It is additionally unclear as to how one defines a design probability on the order of 10^{-4} to 10^{-6} .

This is one of the main reasons why the States Working Groupe (LÄNDERARBEITSGRUPPE, 1988) used a different technique for choosing the design storm surge.

Inhalt

Zusammenfassung	171
1. Einleitung.	172
2. Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmfluten und Oberwasserzufluß	173
2.1 Vorbemerkungen	173
2.2 Bisherige Aussagen	174
2.2.1 Cuxhaven	174
2.2.2 Elbe oberhalb Cuxhavens	177
2.2.3 Hamburg	178
2.3 Neue Ergebnisse	178
3. Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmfluthöhen und örtlichem Wind bzw. Seegang	183
3.1 Bemerkungen zur Bemessung auf Seegang	183
3.2 Maßgebende Windverhältnisse	186
3.3 Ergebnisse	187
4. Schriftenverzeichnis	189

1. Einleitung

Zur Bemessung der Deichhöhen an der Küste werden zwei grundsätzlich unterschiedliche Verfahren angewendet:

Entweder orientiert man sich an bisher eingetretenen Höchstwerten, zu denen u. U. gewisse Beträge addiert werden, oder man gibt eine bestimmte Eintrittswahrscheinlichkeit für einen Bemessungswert vor und berechnet den zugehörigen Wasserstand. Daneben gibt es dann noch Mischverfahren, die den Höchstwert zur Bemessung ermitteln, der sich nach der jeweils ungünstigeren der beiden oberen Methoden ergibt.

Diese Wege sind für die Küste selbst durchaus angebracht, sie sind aber nicht ohne weiteres auf die Hochwasserschutzanlagen an einem Ästuar übertragbar. Dies hat schon der KÜSTENAUSSCHUß (1969) gezeigt und ist später von der INGENIEURKOMMISSION (1974) und schließlich von der LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) berücksichtigt worden. Denn hier sind die Verhältnisse dadurch komplizierter, daß als zusätzlicher Parameter der Oberwasserzufluß den Wasserstand beeinflusst, und zwar nicht über die Länge des Ästuars gleichmäßig, sondern nach Oberstrom zunehmend. Hinzu kommen weitere Einflüsse wie etwa bauliche Veränderungen. Wie sie sich alle zusammen auf die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Wasserstandes bzw. einer Sollhöhe einer Schutzanlage auswirken, wird im folgenden beispielhaft für Hamburg gezeigt:

Die HThw-Höhe in Hamburg hängt ab von

- dem Ort in Hamburg,
 - dem Zustand der Elbe von See bis Geesthacht (Tiefe, Breite, Rauheit usw.),
 - dem Betrieb der Bauwerke (Sperrwerke vor den Nebenflüssen, Wehr Geesthacht, Entlastungspolder),
 - der Höhe und Haltbarkeit der HWS-Anlagen von See bis oberhalb Hamburgs, also von vier geographisch-topographischen bzw. bautechnischen Parametern sowie von
 - der HThw-Höhe in Cuxhaven, in Verbindung mit
 - dem Tide- bzw. Windstauverlauf in Cuxhaven von rd. 2 h vor $T_{nw_{Cux}}$ bis rd. 1 h nach Thw_{Cux} , d. h. von den astronomischen Tiden und den Windverhältnissen in der Deutschen Bucht,
 - dem Wind über der Elbe bis rd. 2 h vor $HThw_{Hbg}$,
 - dem Oberwasserzufluß Q_0 ,
- also von weiteren vier astronomischen, meteorologischen bzw. hydrologischen Parametern.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Wasserstandes in Hamburg hängt ab von

- der Eintrittswahrscheinlichkeit der für den gewählten Wasserstand zu erwartenden Höhe in Cuxhaven (= $HThw_{Cux}$),
- der Eintrittswahrscheinlichkeit der Höhendifferenz von Cuxhaven zum Ort der Betrachtung (als Ersatz für Tideverlauf in Cuxhaven und Wind über der Elbe; = $\Delta HThw$),
- der Eintrittswahrscheinlichkeit des Q_0 für die Sturmflut.

Voraussetzung ist dabei allerdings, daß die ersten vier obigen Parameter unverändert bleiben. Andernfalls werden die Zusammenhänge erheblich komplizierter.

Ob diese drei letzten Parameter voneinander abhängen, wurde mit drei verschiedenen Sturmflutkollektiven (199 Ereignisse aus 1901 bis 1990; 85 Ereignisse aus 1946 bis 1990; 43 Ereignisse aus 1976 bis 1990) untersucht. Die Regressionsrechnungen mit den beiden großen Datenkollektiven zeigen keine Zusammenhänge. Allenfalls für das Kollektiv aus den letzten

15 Jahren, nach weitgehender Fertigstellung der Baumaßnahmen, lassen sich (zufällig?) lose Zusammenhänge erkennen, die jedoch mit Vorsicht zu verwenden sind. So kann danach für Hbg-St. Pauli allenfalls mit großer Unsicherheit gesagt werden, daß ΔH_{Thw} bei 1000 m/s Q_0 -Zunahme um 12 ± 21 cm ansteigt.

Wenn davon auszugehen ist, daß diese drei Parameter voneinander unabhängig sind, ist für einen Bemessungswasserstand (BW) in Hamburg die Eintrittswahrscheinlichkeit $p(BW_{Hbg})$ über

$$p(BW_{Hbg}) = p(BW_{Cux}) \cdot p(\Delta BW_{Hbg} - Cux) \cdot p(Q_0)$$

zu ermitteln. Zu bedenken ist dabei aber auch, daß verschiedene Kombinationen von BW_{Cux} , ΔBW und Q_0 zu gleichen BW_{Hbg} führen können, woraus sich als endgültiges Ergebnis eine Summe von Eintrittswahrscheinlichkeiten $\sum p_i(BW_{Hbg})$ ergibt.

Für die Sollhöhe (SH) errechnet sich $p(SH)$ dagegen als Funktion von

- BW am Ort (wie oben für Hbg dargestellt) und
- Seegangseinfluß (als Funktion der Windverhältnisse am Ort) um die BW-Eintrittszeit.

Diese Parameter sind allerdings nicht vollständig unabhängig voneinander, hängen aber nur lose zusammen:

$$p(SH) = p(BW) \cdot \alpha \cdot p(V_{Wind}) \cdot \beta \cdot p(Ri_{Wind})$$

Es wird also deutlich, daß deterministische wie stochastische Bemessungsverfahren erhebliche Schwierigkeiten hinsichtlich einer klaren Aussage enthalten.

2. Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmfluten und Oberwasserzufluß

2.1 Vorbemerkungen

Wenn eine ausreichend große Zahl bestimmter Ereignisse in einem Datensatz erfaßt worden ist, kann deren Häufigkeit festgestellt werden. So ist also (nach Brockhaus) die Häufigkeit eine Zahl (g), die angibt, wie oft ein bestimmtes Ereignis, z. B. eine bestimmte Augenzahl beim Würfeln oder bei Messung einer physikalischen Größe ein bestimmter Meßwert, bei n-maliger Möglichkeit seines Eintreffens (n-malige Messung) tatsächlich eintritt; als relative Häufigkeit dieses Ereignisses wird der Quotient g/n bezeichnet. Die Gesamtheit der sich ergebenden Zahlen g bildet die Häufigkeitsverteilung. Sie gibt an, welche Häufigkeiten den verschiedenen Werten einer Reihe von Ereignissen (bzw. einer Zufallsvariablen oder Variablen) zukommt.

Die graphische Darstellung der Häufigkeitsverteilung wird als Häufigkeitskurve bezeichnet. Bei Beobachtungen einer Variablen wird das Gebiet der Argumentwerte in Klassen meist gleicher Breite (Klassenintervall) eingeteilt und die sogenannte Klassenhäufigkeit angegeben. Durch Summierung der Klassenhäufigkeiten können Über- bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeiten unterer bzw. oberer Klassengrenzen festgestellt werden. Die Eintrittswahrscheinlichkeiten sehr seltener Ereignisse werden dadurch zu ermitteln versucht, daß man Summenhäufigkeitskurven durch theoretische Verteilungsfunktionen anpaßt und letztere extrapoliert.

Der reziproke Wert der Eintrittswahrscheinlichkeit wird heute vielfach – und selbst für die Praxis oft mißverständlich – als Wiederkehrperiode bezeichnet.

Wenn mehrere Variable vorhanden sind, wie etwa in einem Tidefluß, dann müssen Häufigkeit und Eintrittswahrscheinlichkeit von Ereignissen unter Berücksichtigung aller

Windstau Cuxhaven

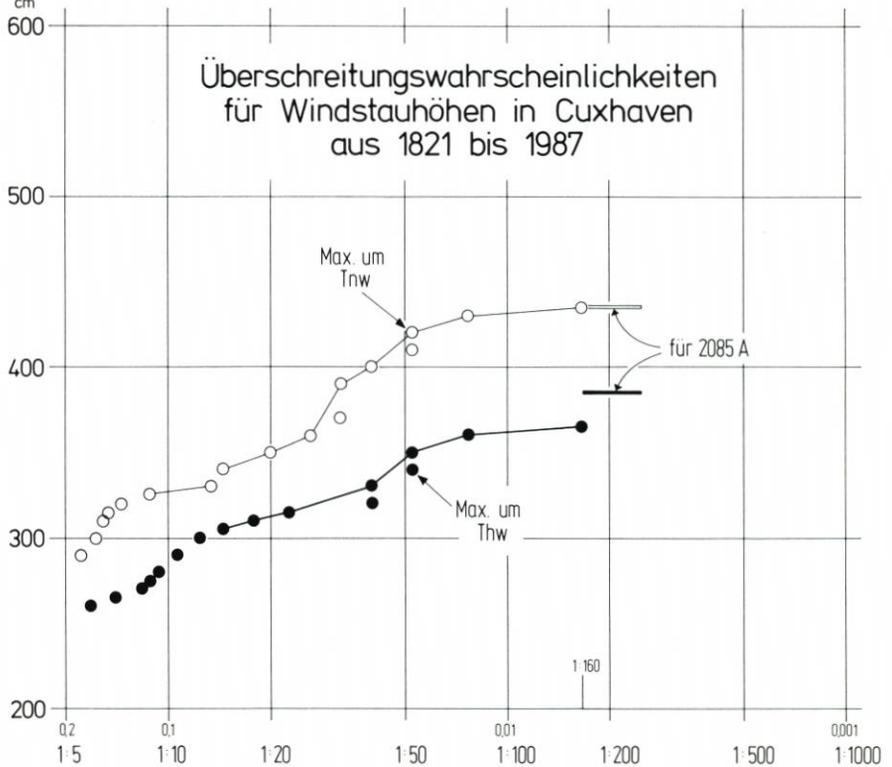


Abb. 1. Überschreitungswahrscheinlichkeiten für Windstauhöhen in Cuxhaven mit Angabe der für die Bemessungsturmflut 2085A verwendeten Werte (LÄNDERARBEITSGRUPPE, 1988)

Parameter bestimmt werden. Das ist bisher für kein deutsches Ästuar geschehen. Außerdem hängen beide vom verwendeten Datensatz (Auswahl der Daten und Datenzeitraum) ab, was nur selten bedacht und untersucht wird.

2.2 Bisherige Aussagen

2.2.1 Cuxhaven

Die bisherigen Aussagen gehen fast ausschließlich vom Scheitelwasserstand (HThw) einer Sturmflut aus, obwohl bekannt ist, daß man strenggenommen zunächst den stochastischen Anteil (Windstau) vom deterministischen (Tide) trennen muß. Siehe dazu SAS (1985) und LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988). Entsprechend wurden in letzterer Arbeit die höchsten Windstauwerte als Datenbasis verwendet, wie sie um astron. Thw ± 1 h in Cuxhaven auftraten. Diese wurden im halblogarithmischen Maßstab aufgetragen und durch eine Gerade angenähert (Abb. 1). Genauso kann man natürlich mit den Maxima um $Tnw_{Cux} \pm 1$ h verfahren. Abb. 1 zeigt, daß sie höher liegen. Hier ist also der Zusammenhang zwischen Windstau und Tide offenbar.

Führt man diese Prozedur, die weitgehend unabhängig von Tideänderungen ist, für alle

Sturmfluten seit 1821 durch¹, so ergibt das zur Bemessungssturmflut 2085A gewählte Maximum von 385 cm eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 330 Jahren. Neben der Auswahl der Daten beeinflusst aber auch der Zeitraum, aus dem und wie daraus Daten gewählt werden, das Ergebnis:

Verwendet man lediglich die Windstaumaxima der 50 höchsten HThw von 1936 bis 1985, so erhält man eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von einmal in rd. 70 Jahren. Die Windstaumaxima der 50 Jahres-HThw von 1936 bis 1985 liefern: einmal in rd. 55 Jahren (Abb. 2). Ob man aber nun die Höchstwerte eines Kollektivs (wie WEMELSFELDER es etwa in den grundlegenden niederländischen Arbeiten und wie es auch HUNDT für Schleswig-Holstein gemacht haben) oder nur aus jedem gewässerkundlichen Jahr den Höchstwert (also Datengleich Jahresanzahl) nehmen soll/muß/darf, ist äußerst umstritten.

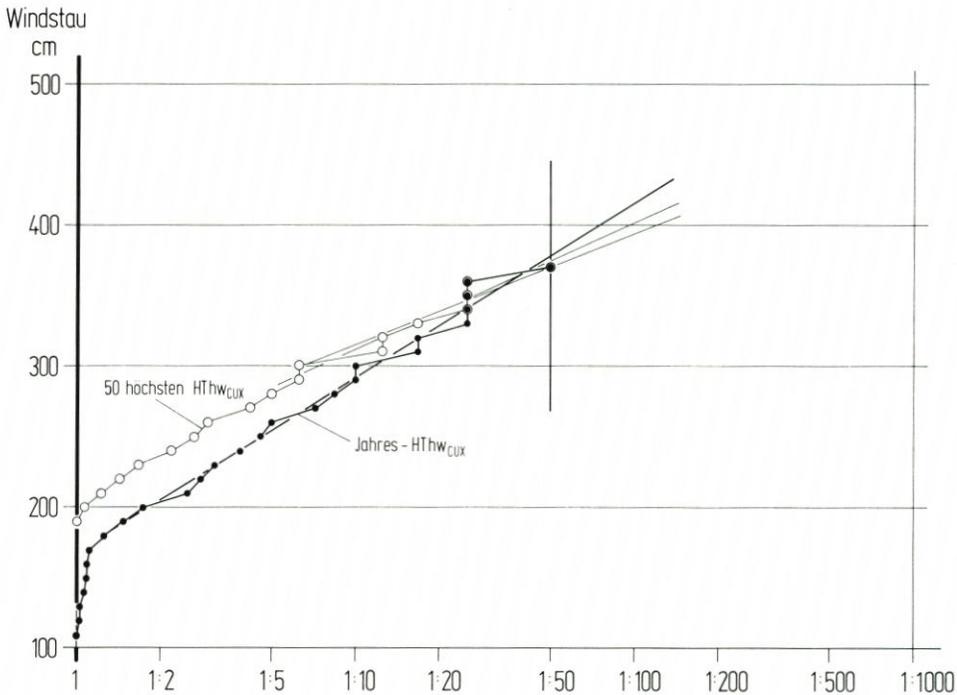


Abb. 2. Überschreitungswahrscheinlichkeiten für Windstauhöhen in Cuxhaven 1936 bis 1985 um HThw für die 50 höchsten HThw_{Cux} (oben) bzw. für die 50 Jahres-HThw_{Cux}

So weit, wie oben geschildert, gehen in unserem Lande die Untersuchungen ohnehin nicht ins Detail. Zur Bestimmung der jeweiligen Anpassungsfunktionen wurden bisher praktisch nur HThw als Daten verwendet. Dadurch wurde keine Trennung des stochastischen vom deterministischen Anteil erreicht. Wenn zudem nur die Jahresmaxima berücksichtigt werden, werden auch nicht alle hohen Ereignisse erfaßt. Zu letzterem sei an Hand der Sturmfluten von 1901 bis 1988 folgendes angemerkt:

- In Cuxhaven traten (unbeschickt!) in dieser Zeit 198 Scheitelhöhen über 3 m NN auf;

¹ Quellen für die Daten: SIEFERT (1969) und STROM- UND HAFENBAU (1985)

- wenn in einer Statistik nur die 88 Jahres-HThw berücksichtigt werden, so entfallen:
 - 98 Ereignisse mit HThw von 3,0 bis 3,5 m NN
 - 23 Ereignisse mit HThw von 3,5 bis 4,0 m NN
 - 6 Ereignisse mit HThw über 4,0 m NN
- berücksichtigt werden also nur 71 der 198 Ereignisse oder 36 %, dazu aber noch 17 Scheitelhöhen unter 3 m NN, was natürlich zu relativ steilen Anpassungsfunktionen im unteren Bereich führt (Abb. 2).
- Ein Argument zur Verwendung von Jahres-HThw ist die „Sicherstellung der Unabhängigkeit der Ereignisse voneinander“, d.h. daß nicht durch eine Großwetterlage mehrere Sturmfluten erzeugt werden, die dann alle in die Berechnung eingehen. Um dies zu vermeiden, müßte jedoch ein Zeitfenster verwendet werden (etwa: Unabhängigkeit ist erreicht, wenn Ereignisse mehr als 3 Mon. nacheinander auftreten). Wie dicht nämlich Jahres-HThw hydrologischer Jahre zusammenliegen, zeigt folgende Liste:

07. 10. / 09. 11. 04	18. 10. / 01. 12. 36
18. 09. / 12. 11. 14	19. 10. / 08. 12. 41
26. 10. / 02. 12. 17	14. 10. / 22. 11. 63
23. 10. / 02. 11. 21	03. 10. / 10. 11. 70
10. 10. / 19. 12. 23	01. 10. / 31. 12. 77

Wenn man trotz all dieser Bedenken die sog. Wiederkehrperiode für den Wasserstand 5,65 m NN in Cuxhaven nach verschiedenen Zeitreihen und Anpassungsfunktionen (ohne Anspruch auf Vollständigkeit) ermittelt, so ergibt sich das Bild der folgenden Tabelle:

Zeitreihe	Dauer Jahre	Wiederkehrper. für 5,65 m NN Jahre	Bemerkung
1786-1985	200	750	alle HThw > 4,4 m NN; beschickt auf 1980; vor 1856 unsicher
1856-1985	130	440	alle HThw > 4,2 m NN; beschickt auf 1980
1886-1985	100	200	Jahres-HThw; beschickt auf 2000; Jenkinson C
1936-1985	50	110	Jahres-HThw; beschickt auf 2000; Jenkinson C
1938-1987	50	100	Jahres-HThw; beschickt auf 2000; Jenkinson C
1936-1985	50	200	Jahres-HThw; beschickt auf 2000; lin. Regr. nach JENSEN (1987)
1936-1985	50	150	50 höchste Einzelwerte; beschickt auf 2000
1821-1987	167	330	Windstau-Statistik; Funktion für Thw-Stau 385 cm (Abb. 1)
1886-1985	100	300	HThw von jeweils 5 Jahren (20 Werte); beschickt auf 1980; nach MOTOR COLUMBUS (1986)
1717-1985	270	5000	wie vor, erweitert durch frühe Ereignisse; nach MOTOR COLUMBUS (1986)
1850-1975	125	500	Jahres-HThw; beschickt auf 1980; Pearson III nach PLATE (1983)

Ohne Berücksichtigung des Ausreißers liegen die Ergebnisse immerhin zwischen 100 und 750 Jahren. Und dabei ist festzustellen, daß keines ausgesprochen falsch ist, wobei die Ermittlung über den Windstau physikalisch anders ist.

Einen weiteren Anhalt liefert die von Experten vertretene Meinung, daß die Anpassungs-

funktionen längstens bis auf das Vierfache des Datenzeitraumes zuverlässig sind. Das macht Abb. 3 deutlich.

Meist findet man auch keine stichhaltige Begründung für die Wahl einer bestimmten Funktion oder Angaben über den Vertrauensbereich der extrapolierten Werte.

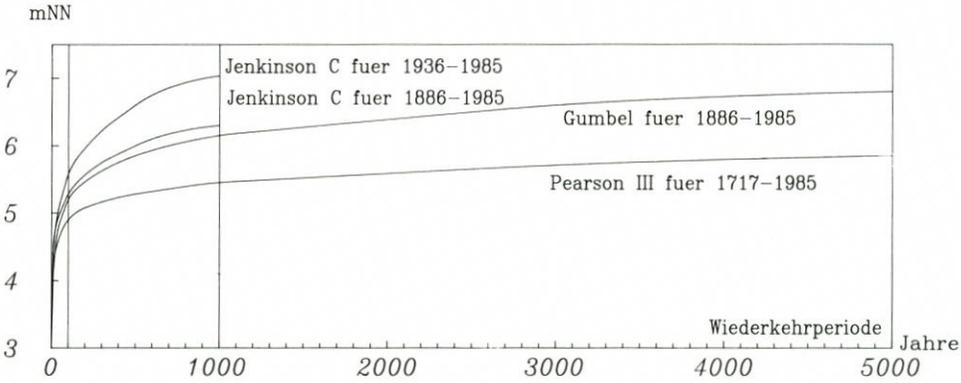


Abb. 3. Wiederkehrperioden für HThw_{Cux} bei linearer Abszisse

2.2.2 Elbe oberhalb Cuxhavens

Für den Bereich der Unterelbe, dessen HThw nicht (wesentlich) durch Q_0 beeinflusst wird, ist die Wiederkehrperiode länger als in Cuxhaven, da die örtlichen HThw (2085A) aus der ungünstigsten Windstaukurve in Cuxhaven stammen. Oder: wenn die Höhe 5,65 m NN in Cuxhaven erreicht wird, treten stromauf wahrscheinlich niedrigere HThw auf als bei der Bemessungssturmflut!

Für den Elbebereich, dessen HThw merklich durch Q_0 beeinflusst wird, muß die Wiederkehrperiode ferner durch Berücksichtigung des gemeinsamen Auftretens hohen Windstaus und großen Zuflusses ermittelt werden. Nach MANIAK (1987) sind beide unabhängig voneinander. Um einen Eindruck von dieser Tatsache zu gewinnen, sind seine Werte nach der log. Pearson III bzw. der ari. Pearson III-Verteilung für die HThw 1931/82 geeignet:

Wiederk.-Per. (Jahre)	HThw in cm NN					
	Cuxhaven		Hbg.-St. Pauli		Zollenspieker	
	log	ari	log	ari	log	ari
1000	608	598	818	788	739	730
200	542	538	702	691	664	661
100	513	511	654	648	631	630
50	484	484	606	605	599	598

Wenn auch für St. Pauli und Zollenspieker nicht der Einfluß der Baumaßnahmen berücksichtigt wurde, so zeigt dies doch schon, daß

bei gleicher Wiederkehrperiode hohe HThw in Zollenspieker deutlich niedriger als in Hamburg

sind. Andererseits bedeutet es folgendes: Der zum Wasserstand 5,65 m NN in Cuxhaven zugehörige Wert von 7,3 m NN in Hamburg hat eine Wiederkehrperiode von 400 bis 500 Jahren, der zugehörige von 7,6 m NN in Zollenspieker von weit über 1000 Jahren!

Auch sei darauf verwiesen, daß der für die Bemessungsturmflut gewählte Zufluß von $2200 \text{ m}^3/\text{s}$, der auf die Höhe der oberen Pegel, nicht aber auf die in Cuxhaven wirkt, in den 59 Jahren 1926/84 an 4 von 365 Tagen i. M. überschritten wurde, mithin also eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von höchstens $4/365 \approx 1:100$ hat. Mehrere Tage anhaltende Hochwasser dieser Größe treten nur alle paar Jahre auf.

2.2.3 Hamburg

Die Eintrittswahrscheinlichkeiten für Hamburg sind wesentlich schwieriger als für die Mündung zu bestimmen, weil sie u. a. von der Höhe von Windstau und Tide in Cuxhaven, vom Oberwasserzufluß der Elbe und von baulichen Veränderungen im Fluß abhängen. Letztere machen das Datenkollektiv inhomogen. Ohne diese Tatsache berücksichtigt zu haben, sind also Aussagen wie

- der Wasserstand 6,7 m NN hat eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1:1570 Jahre (Gutachten, Unabh. Komm. Sturmfluten, Freie und Hansestadt Hamburg, Baubehörde, 1965) oder
 - die „höchste denkbare Sturmflut“ erreicht 7,4 m NN, was einer Wiederkehrperiode von 600 bis 1000 Jahren entspricht (PLATE, 1983) oder
 - die Bemessungsturmflut 2085A mit 7,3 m NN hat eine Wiederkehrperiode von etwa 4000 Jahren (MOTOR COLUMBUS, 1986)
- recht fragwürdig.

Deswegen ist der bessere Weg, wenn man schon Wahrscheinlichkeiten für Hamburg ermitteln will, von den Randwerten auszugehen. Dazu sei auf die Ausführungen in der Einleitung verwiesen. Die LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988) hat lediglich für Cuxhaven eine Eintrittswahrscheinlichkeit angegeben.

Für den Weg, einen langfristigen Bemessungswert festzulegen, stellt SAS (1985) Untersuchungen für (die mit Hamburg vergleichbare Lage von) Antwerpen vor. Er weist nach, daß wegen der Zunahme der Stürme in den letzten Jahren die Verwendung jährlicher HThw kritisch ist und daß die extrapolierten Höhen höher werden, je kürzer die gewählte Zeitreihe ist.

Schon GRAFF und BLACKMAN (1978) fordern, bei der Extremwertmethode eine möglichst lange Zeitreihe zu verwenden. Zuverlässige Extrapolationen erwarten sie bis „vielleicht zum Vierfachen der verwendeten Zeitreihe“, d.h. für eine Zeitreihe von 50 Jahren. Bis zur Wiederkehrperiode von 250 Jahren sind Aussagen möglich, nicht aber bis 1000 Jahre. Dabei ist ferner zu bedenken, daß man extreme Wasserstände physikalisch sinnvoll nur über entsprechende Stürme über der Nordsee bestimmen kann, wie dies SALIH et al. (1988) versuchen.

2.3 Neue Ergebnisse

Wie bereits in den Vorbemerkungen erwähnt, ist bei einer Vielzahl von Parametern deren Einfluß zur Bestimmung gemeinsamer Häufigkeiten zu berücksichtigen. Dies zeigen z. B. eine ganze Reihe britischer Arbeiten, vor allem aus dem INSTITUT OF OCEAN SCIENCES, aber auch SAS (1985) zur Überlagerung Tide/Windstau. Zur gemeinsamen Häufigkeit von Sturmfluthöhen und Oberwasser wird einleitend auf den Bericht der WMO (1988) verwiesen, woraus auch das Beispiel auf Abb. 4 stammt. Es zeigt für den Rhein von See (Hoek van

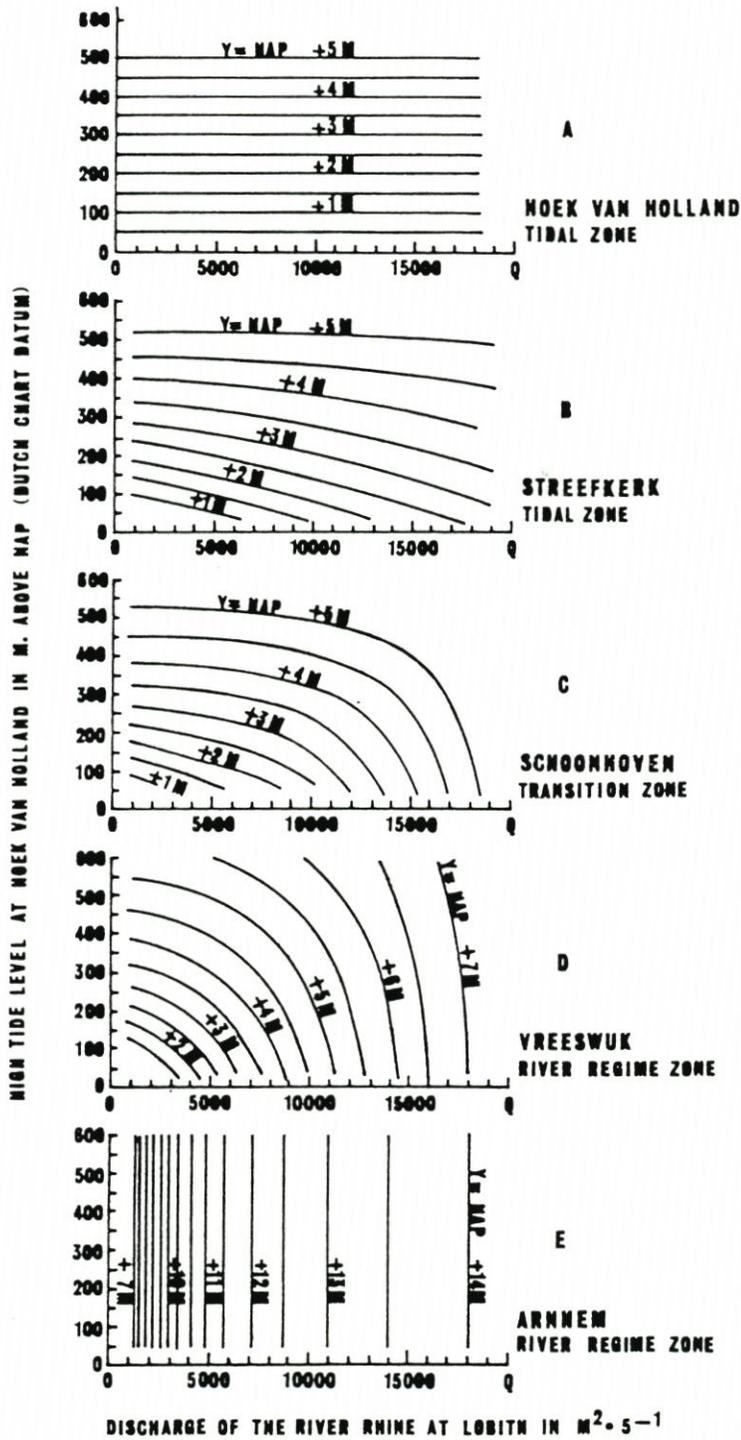


Abb. 4. Kombinationen von Abfluß (Abszisse) und Tidewasserstand an der Flußmündung für verschiedene Stationen am unteren Rhein (aus WMO, 1988, nach VAN DER MADE)

Holland) bis Arnheim sehr deutlich die sich ändernde Abhängigkeit der lokalen Wasserstände zunächst nur von der Tide, schließlich nur vom Oberwasser.

In der genannten Arbeit heißt es zur Ermittlung der gemeinsamen Wahrscheinlichkeit für zwei Variable u. a. etwa wie folgt:

Wenn das HThw an der Küste x und der Oberwasserzufluß y sind, so ist der Wasserstand z an einem interessierenden Punkt eine Funktion von x und y , wenn man vernachlässigt, daß auch die Geschichte von x und y eine Rolle spielt (was besonders für den Windstauverlauf gilt!). So kann die z -Verteilung aus den Verteilungen der Häufigkeit von x und y ermittelt werden, die mit $f(x)$ und $g(y)$ bezeichnet werden.

Wenn x und y unabhängig voneinander sind, so ist die Wahrscheinlichkeit für gleichzeitiges Auftreten von x und y

$$p(x, y) = f(x) \cdot g(y)$$

Wenn es eine Tendenz dahin gibt, daß z. B. hohe Sturmfluten dann auftreten, wenn auch hohe Q_0 häufig sind, sind x und y nicht mehr unabhängig voneinander, was zu berücksichtigen wäre. Aber auch dann kann eine Verteilung $p(x, y)$ gefunden werden (Abb. 5). Diese Darstellung selbst ist aber noch unzureichend, um die Verteilung der sich ergebenden z -Werte zu bestimmen. Auf Abb. 5 sind aber immerhin schon Linien gleicher z aus der Beziehung

$$z = h(x, y)$$

angegeben, die den Wasserstand bei z mit den Ausgangsparametern verbinden. Das Volumen unterhalb der Oberfläche $p(x, y)$ und jenseits der jeweiligen Linien, z. B. $z = z_1 = \text{const.}$, gibt die Wahrscheinlichkeit aller Kombinationen von x und y an, deren Wert z größer als z_1 wird. Daher ist dieses Volumen die Überschreitungswahrscheinlichkeit für z_1 . Entsprechende Schritte sind für jeden Wert z_i erforderlich.

Wenn für $h(x, y)$ keine geschlossenen Funktionen vorliegen, kann eine Lösung durch Einführung von diskreten Formen der x - und y -Verteilungen erreicht werden. So mögen z. B. 20 Wasserstandshöhen die Verteilung repräsentieren. Ihre Wahrscheinlichkeiten summieren sich zu 1. Die Zuflüsse werden entsprechend aufgelöst. Für jedes Paar x und y werden zwei Zahlen ermittelt:

1. die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von x und y als Produkt der einzelnen Wahrscheinlichkeiten,
2. der Wasserstand z , wie er sich aus x und y ergibt.

Dies wird für alle interessierenden z gemacht (Abb. 6) und ist die einzige exakte Methode. Wenn man z. B. die 10%-Überschreitungswahrscheinlichkeiten von x und y zu 0,01 kombiniert, so ist dies noch nicht die Wahrscheinlichkeit für z . Tatsächlich ist sie größer, weil es andere Kombinationen x/y gibt, die zu gleichen z führen. Auf die Bemessungsturmflut 2085A angewendet, bedeutet dies etwa:

- Wenn in Cuxhaven astron. Thw und Windstau um Thw unabhängig voneinander sind, ist die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von 385 cm Windstau etwa 1:330 Jahre, wie aus Abb. 1 hervorgeht;
- für den Wasserstand Thw (= 1,80 m NN) + 385 cm = 5,65 m NN gilt eine größere Wahrscheinlichkeit, weil er auch bei niedrigerem Windstau und Springtiden erreichbar ist, also etwa die 1:200 bis 1:300 Jahre, die sich über HThw-Verteilungsfunktionen ergeben;
- für das gemeinsame Auftreten von Windstau 385 cm in Cuxhaven und 2200 m³/s Oberwasserzufluß in Neu Darchau gilt

$$p(x, y) = f(x) \cdot g(y) < 1:1000$$

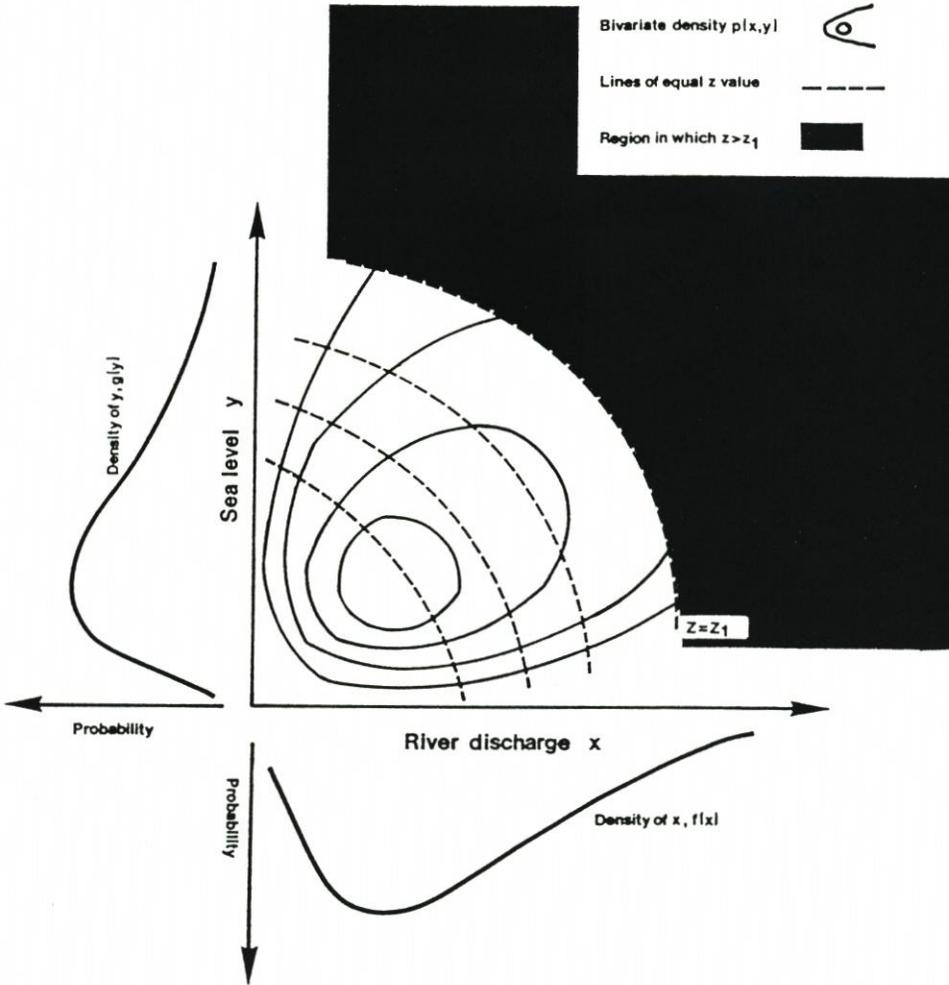
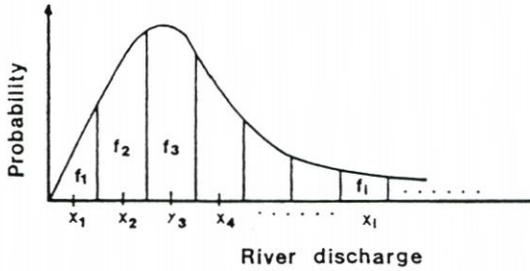


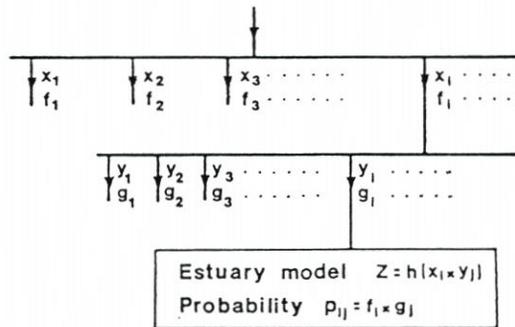
Abb. 5. Skizze zur Definition der Methode kombinierter Wahrscheinlichkeiten (aus WMO, 1988)

– für das Elbegebiet von Stade bis oberhalb von Geesthacht (bei gelegtem Wehr), in dem die Wasserstände z von beiden bestimmt werden, ist die Wahrscheinlichkeit des durch die Kombination $5,65 \text{ m NN}/2200 \text{ m}^3/\text{s}$ erzeugten Wasserstandes analog zu Abb. 6 größer. Letztere Zusammenhänge werden im folgenden mit einer Reihe von Abbildungen verdeutlicht:

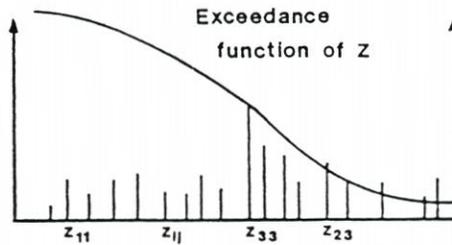
Abb. 7 zeigt die Verteilung und getrennte Häufigkeit von $H_{Thw_{Cux}}$ und Q_0 für die 43 Ereignisse seit 1976, also seit Abschluß der wesentlichen Baumaßnahmen. Die $H_{Thw_{Cux}}$ sind im übrigen weder hier noch auf den folgenden Darstellungen auf ein bestimmtes Jahr beschriftet. Abb. 8 ist entsprechend für 85 Ereignisse seit 1946 aufgebaut, erlaubt aber auch schon die Darstellung gemeinsamer Häufigkeiten. Angegeben ist jeweils auch die Lage des Wertepaares für die Bemessungssturmflut 2085A. Abb. 9 schließlich, für fast 200 Sturmfluten



- A. Conversion of discharge distribution to discrete form
 [Similar procedure for sea level distribution]



- B. Sampling scheme for combining discharges and sea levels



- C. Use of p_{ij} and z_{ij} to form probability distribution for Z

Abb. 6. Wahrscheinlichkeitsverteilung über jeden gewünschten Wert z (aus WMO, 1988)

seit 1901, zeigt deutlich das Häufigkeitsgebirge mit seiner höchsten Erhebung zwischen $Q_0 = 300$ und $700 \text{ m}^3/\text{s}$ sowie $H_{\text{Thw}_{\text{Cux}}} = 820$ bis $860 \text{ cm NN} - 5 \text{ m}^2$.

Ganz so einfach sind die Verhältnisse in der Natur aber nicht, da die HThw elbaufwärts nicht nur von der HThw-Höhe in Cuxhaven, sondern auch von der dortigen Windstaukur-

² Daß hier überhaupt ein HThw-Maximum erkennbar wird, mag überraschen, ist aber durch die Datenauswahl begründet, wo nur solche Ereignisse berücksichtigt wurden, bei denen der Windstau im Verlauf der Tide 2 m Höhe überschritt.

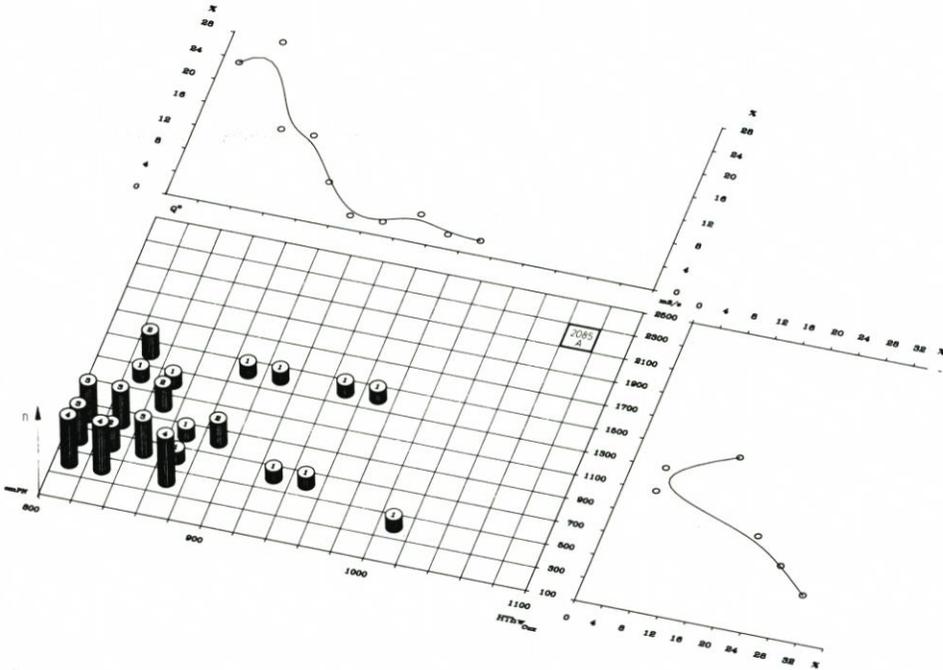


Abb. 7. Gemeinsame Häufigkeiten von $HThw_{Cux}$ und Oberwasserzufluß mit Angabe der Lage der Bemessungssturmflut 2085A; 43 Sturmfluten von 1976 bis 1990

venform abhängen. Für jedes $HThw_{Cux}$ gibt es also für jeden Ort elbaufwärts eine $\Delta HThw$ -Verteilung. Wie diese für Hamburg aussieht, zeigt Abb. 10 für 43 Ereignisse von 1976 bis 1990 (entspr. Abb. 7), da nur für diesen Zeitraum das Kollektiv etwa homogen ist. Der Schwerpunkt liegt bei rd. 1 m Differenz. Die gemeinsame Wahrscheinlichkeit für das Wertepaar der Bemessungssturmflut liegt auch hier weit unter 1:1000.

Fazit dieser Untersuchungen mag allein der Hinweis sein, daß die Wasserstände in einem Ästuar von verschiedenen Parametern lokal variabel abhängen und es somit unmöglich ist, für ein Ereignis eine Eintrittswahrscheinlichkeit für ein Ästuar anzugeben.

3. Eintrittswahrscheinlichkeiten von Sturmfluthöhen und örtlichem Wind bzw. Seegang

3.1 Bemerkungen zur Bemessung auf Seegang

Für die Elbe fehlen Seegangsmessungen wie auch zugehörige Bemessungsgrundlagen. Bei den ersten Abschätzungen mußte daher auf Beobachtungen (und Erinnerungsvermögen!) einiger Augenzeugen sowie auf Berechnungsverfahren für Tiefwasserwellen in Ozeanen zurückgegriffen werden. Da in der Elbe selbst die Voraussetzung „Tiefwasser“ gegeben ist, ist die Verwendung auch nicht abwegig. Allerdings finden wir auf der Elbe teilweise sehr kurze Streichlängen zur Erzeugung des Seegangs, die am Rande oder sogar außerhalb vorliegender Berechnungsdiagramme liegen. Sie liefern aber immerhin Ergebnisse, die mit den wenigen vorhandenen Erfahrungswerten einigermaßen übereinstimmen.

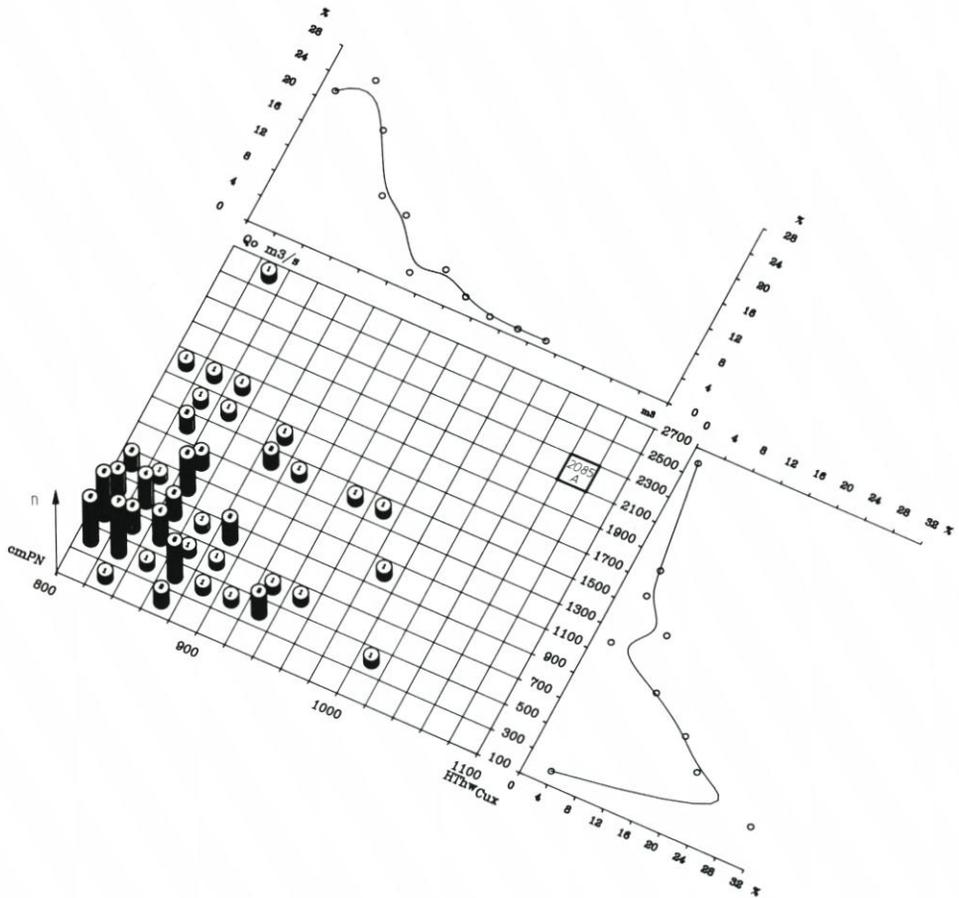


Abb. 8. Wie Abb. 7, aber für 85 Sturmfluten von 1946 bis 1990

Es ist z. B. zu berücksichtigen, daß sich der Seegang wegen der begrenzten Breite der Elbe nicht so wie auf dem Meer entwickeln kann. Dazu gibt es in der Literatur Hinweise zur Reduktion der berechneten Wellenhöhen bis auf weniger als den halben Wert, die nach neueren Untersuchungen aber ebenfalls unsicher sind. Da ein Seegangsmessprogramm noch nicht angelaufen war, wurde zunächst davon ausgegangen, daß berechnete kennzeichnende Wellenhöhen $H_{1/3}$ auf die Hälfte reduziert werden können (nach den vorhandenen Unterlagen „realistisch“), berechnete mittlere Wellenperioden \bar{T} dagegen belassen werden (eine sehr ungünstige Annahme). Aus Gesprächen mit Augenzeugen und durch Auswertung vorhandenen Filmmaterials ergaben sich die ungünstigsten Daten. Die darauf aufbauenden ersten Berechnungen bzw. Abschätzungen von Auf- und Überlauf wurden in Studien zusammengestellt (SIEFERT, 1987, 1989).

Maßgebend für die Deich- und Wandbemessung sind die HThw-Höhe und der dann auftretende Seegang. Weil zur Bestimmung des letzteren weltweit keine sicheren Berechnungsgrundlagen vorliegen, wurden parallel an zwei renommierte Institute³ gleichlautende

³ Delft Hydraulics: Wave Climate in the Lower Elbe near Hamburg, Feb. 1990. Dän. Hydraul. Inst.: Wave Climate Study in the Elbe River, Feb. 1990.

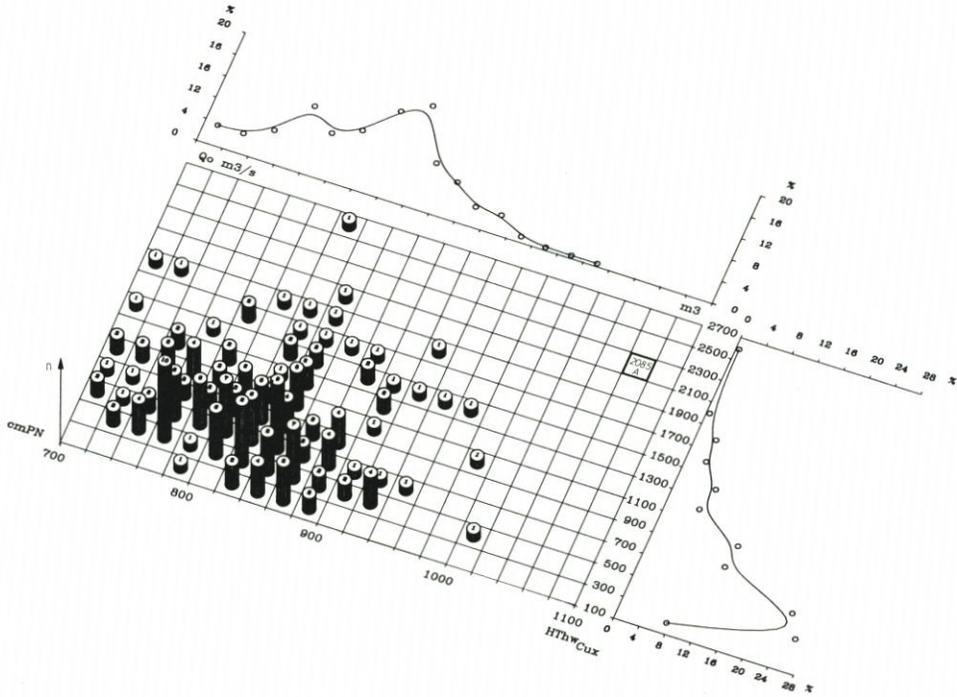


Abb. 9. Wie Abb. 7, aber für 199 Sturmfluten von 1901 bis 1990

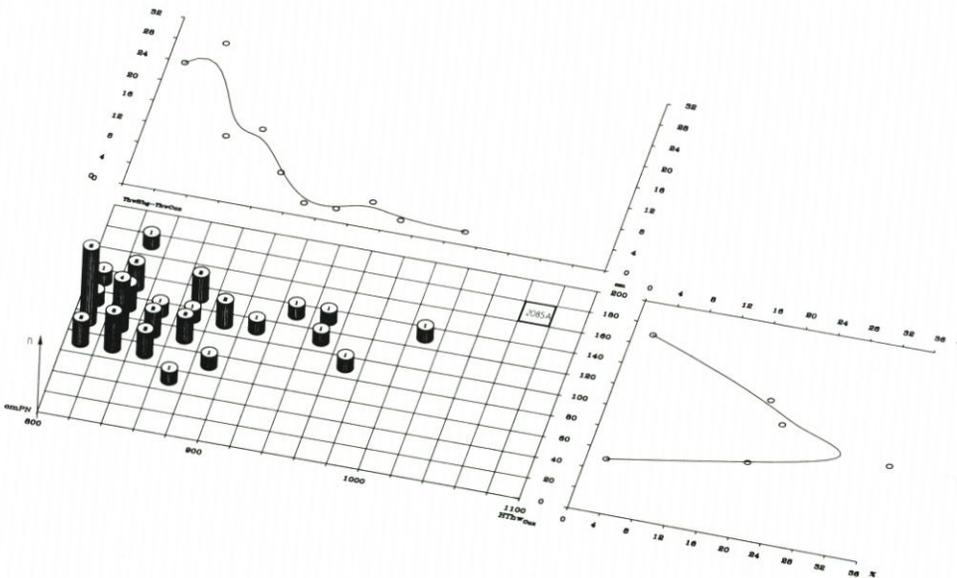


Abb. 10. Gemeinsame Häufigkeiten von $HThw_{Cux}$ und $\Delta HThw$ (Hbg.-Cux) mit Angabe der Lage der Bemessungssturmflut 2085A; 43 Sturmfluten von 1976 bis 1990

Aufträge zur Berechnung des Seegangs vergeben, die Ergebnisse also auf unterschiedlichen Wegen numerisch gewonnen. Da sie recht gut übereinstimmen, sollten sie mit einiger Sicherheit als richtig angesehen werden. Es gibt ohnehin im Moment keine begründbare Alternative.

Die Untersuchungen wurden für den Elbabschnitt von der Lühemündung bis St. Pauli für örtlichen Wind von 15/20/25 m/s aus 270°/290°/310°⁴ in Auftrag gegeben. Der Seegang wurde in Spektren gerechnet, aus denen die kennzeichnende Wellenhöhe $H_{1/3}$ und die mittlere Periode \bar{T} bestimmt wurden.

3.2 Maßgebende Windverhältnisse

Da für den gesamten Tidebereich der Elbe bisher keine Seegangsmessungen bei Sturmfluten vorliegen, mußten zunächst grobe Schätzungen auf der Basis von Beobachtungen vorgenommen werden. Zur Verwendung der letzteren wie auch der inzwischen vorliegenden Modellrechnungen ist eine Aussage zum „maßgebenden Wind“ erforderlich, der vor dem HThw-Eintritt weht und den Bemessungsseegang erzeugt. Diese wurde 1987 wie folgt getroffen:

Wenn sich eine Bemessungssturmflut entwickeln soll, sind über der Deutschen Bucht Windstärken von 11 bis 12 Bft erforderlich. Das führt erfahrungsgemäß zu etwa 10 Bft (48 bis 55 kn oder 24,5 bis 28,4 m/s) in Hamburg. Die für die Elbe kritische Windrichtung ist 280° über der Deutschen Bucht. Dem entsprechen etwa 270° in Hamburg.

So wurde der maßgebende Wind über der Elbe in Hamburg in erster Näherung festgelegt zu

50 kn oder 25 m/s aus 270°.

Dieser wurde zwei Jahre später modifiziert zu

50 kn oder 25 m/s aus 260° bis 280°

(SIEFERT, 1989; dazu auch Abb.11). Inzwischen waren nach einer groben Sichtung der Windverhältnisse um die HThw-Eintrittszeit hoher Sturmfluten in Hamburg Zweifel an der Richtigkeit dieser Festlegungen aufgekommen. Sie schienen zu große Windgeschwindigkeiten anzusetzen. Deshalb wurde eine gutachtliche Stellungnahme des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES, SEEWETTERAMT eingeholt⁵. Das Ziel dieses Gutachtens bestand darin, der Hansestadt Windwerte auf dem stadtnahen Abschnitt der Unterelbe zwischen dem Mühlenberger Loch und Stade zur Verfügung zu stellen.

Die Ableitung der Windverhältnisse auf der Unterelbe ist mit besonderen Schwierigkeiten verbunden, da aus diesem Bereich bisher keine repräsentativen Windmessungen zur Verfügung stehen. Selbst wenn es solche Messungen abseits des Stromes gäbe, bliebe immer noch das Problem, sie auf die Strommitte zu beziehen. Die geringe Rauheit der Wasseroberfläche der in dem genannten Bereich etwa 2 bis 3 km breiten Elbe bewirkt nämlich eine deutlich höhere Geschwindigkeit des bodennahen Windes, als sie in der Standardhöhe von 10 m über den angrenzenden Landgebieten gemessen würde.

Wegen der genannten Schwierigkeiten wurde die Bestimmung der Windverhältnisse über der Unterelbe mit einem numerischen Modell vorgenommen, das dem Seewetteramt seit

⁴ Zu der Zeit war der sich aus dem Windgutachten ergebende Sektor von 220° bis 300° noch nicht bekannt.

⁵ Gutachten vom Jan. 1990.

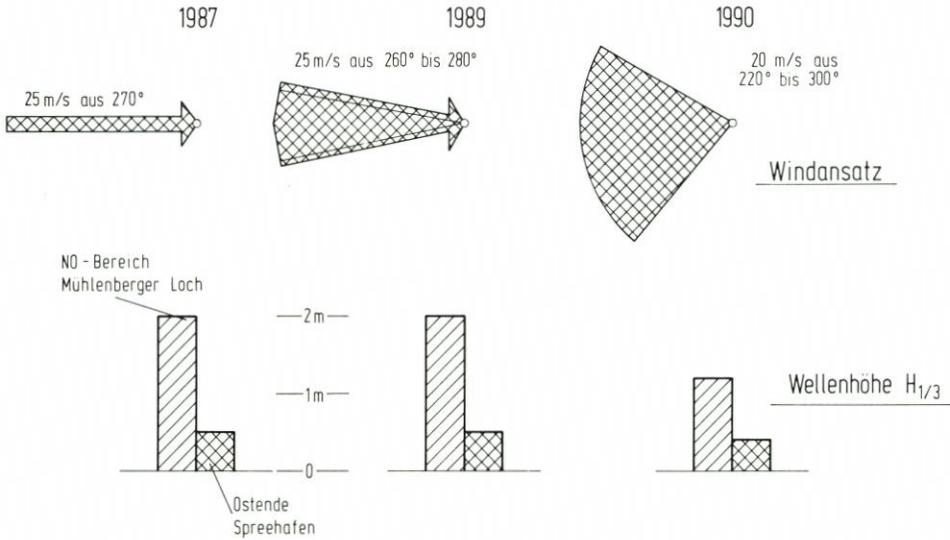


Abb. 11. Annahme zur Bestimmung des maßgebenden Seegangs in Hamburg

einiger Zeit zur Verfügung steht. Es entspricht nach Aussage des Amtes dem derzeitigen Stand der internationalen Modellierungstechnik und gestattet die Übertragung der langzeitlichen klimatologischen Windverhältnisse von einem Ort auf einen anderen. Dabei werden die Einflüsse der Umgebungsrauheit, der Topographie und eventueller Strömungshindernisse aus den Windverhältnissen des Ausgangsortes eliminiert und statt dessen die Umgebungsverhältnisse am Zielort eingerechnet.

3.3 Ergebnisse

Das Gutachten – mit seinen Ergänzungen für die Ereignisse im Jan. und Feb. 1990 – erlaubt die Bestimmung der Windverhältnisse für alle Sturmfluten seit 1954. Das sind nach STROM- UND HAFENBAU (1985), ergänzt bis 1990, rd. 80 Ereignisse. Dafür wurden folgende Parameter bestimmt und miteinander in Beziehung gesetzt:

- Windgeschwindigkeit (Stundenmittel) für Schweinsand um bzw. kurz vor HThw-Eintritt in Hamburg,
- Windrichtung entsprechend,
- Höhe des zugehörigen HThw in Cuxhaven.

Zur Bemessung ist derjenige Seegang entscheidend, der um den örtlichen HThw-Eintritt herrscht. Da er kurzfristig durch den örtlichen Wind entsteht, wurde die Berechnung wie oben beschrieben vorgenommen. Danach sind folgende Aussagen, unterstützt durch Abb. 12 bis 14, möglich:

- Geschwindigkeit und Richtung stehen in keinem Zusammenhang (Abb. 12);
- bei hohen Sturmfluten (über 4 m NN in Cuxhaven bzw. 5 m NN in Hamburg) tritt der Wind aus Richtung 220° bis 300° auf (Abb. 13);
- die Geschwindigkeiten (Stundenmittel) überschreiten 22 m/s bei keiner Sturmflut (Abb. 14);
- bedingt durch die Auswahl des Kollektivs, besteht ein gewisser Zusammenhang zwischen

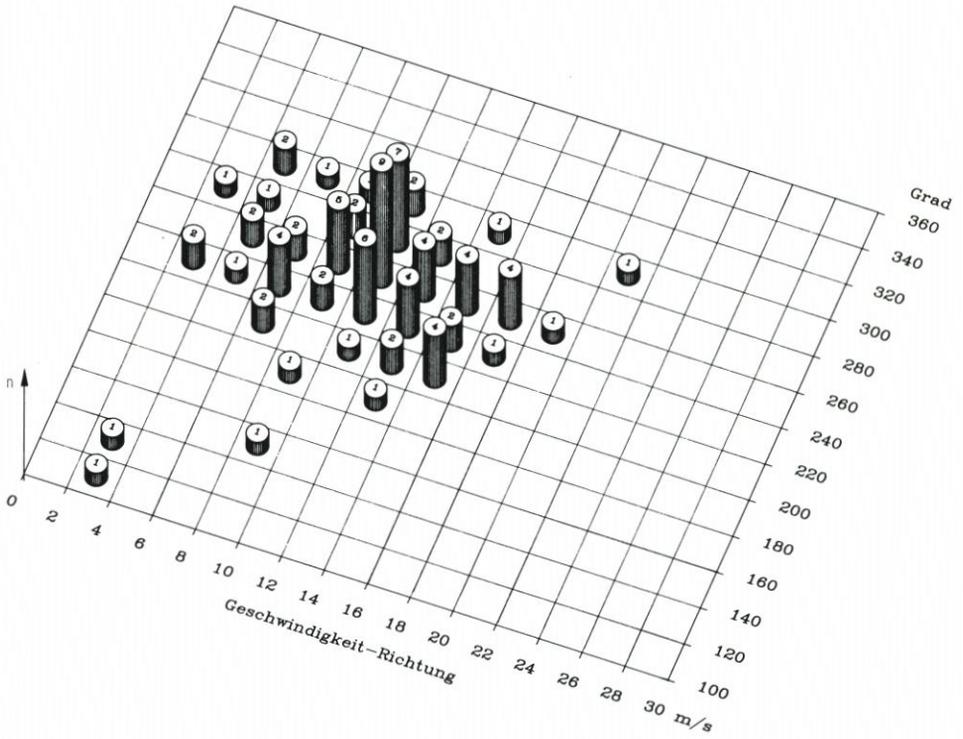


Abb. 12. Gemeinsame Häufigkeiten von Windgeschwindigkeit und -richtung auf der Elbe in Hamburg z. Zt. HThw_{Hbg}

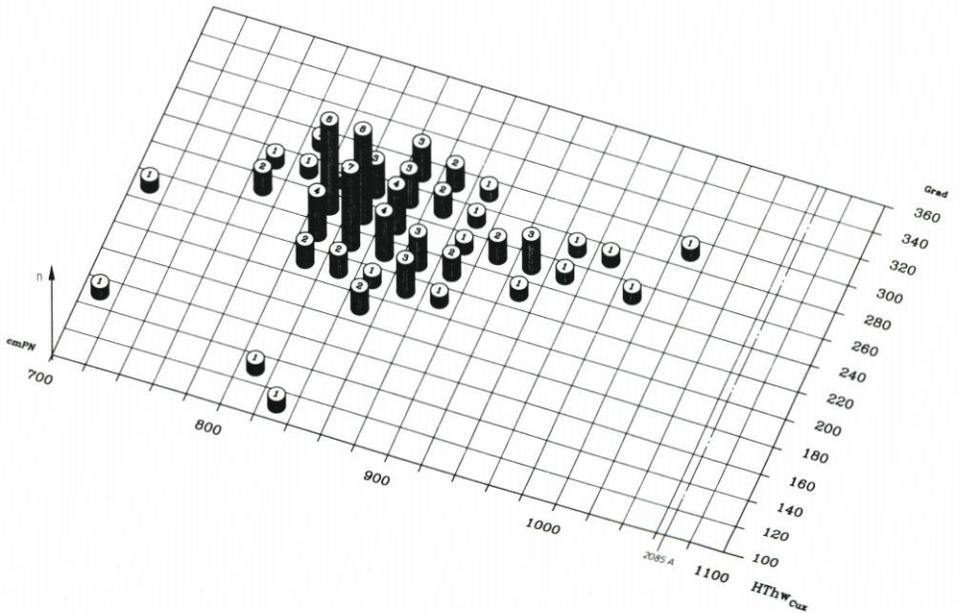


Abb. 13. Gemeinsame Häufigkeit von HThw_{Cux} und Windrichtung auf der Elbe in Hamburg z. Zt. HThw_{Hbg}

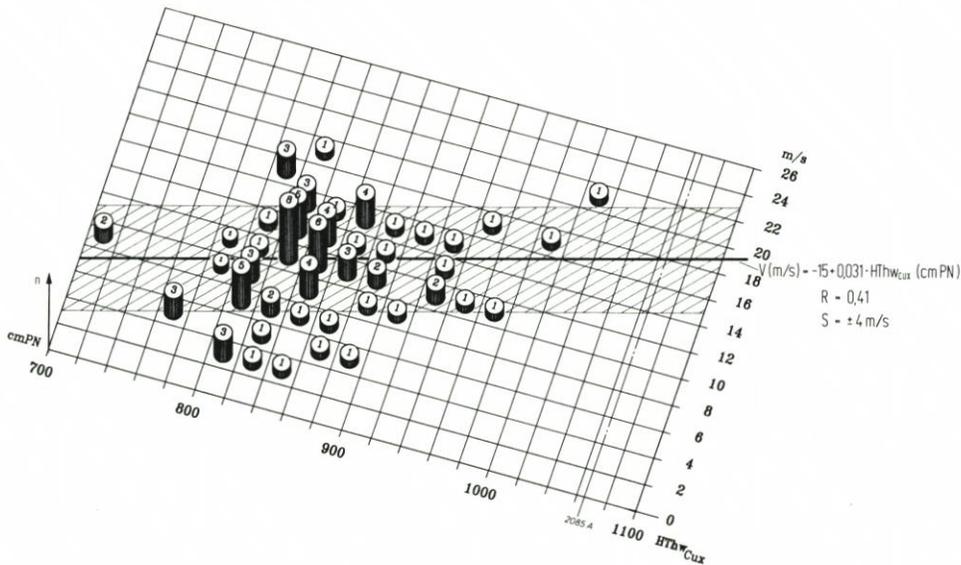


Abb. 14. Gemeinsame Häufigkeit von $HThw_{Cux}$ und Windgeschwindigkeit auf der Elbe in Hamburg z. Zt. $HThw_{Hbg}$

der $HThw$ -Höhe und der Geschwindigkeit zur $HThw$ -Zeit (Korr.-Koeff. aber nur 0,41; Standardabweichung ± 4 m/s);

– für die Bemessungssturmflut 2085A⁶ läßt sich – bei Anwendung der Regression auf Abb. 14 – eine mittlere Geschwindigkeit von 18 m/s ± 4 m/s ermitteln.

Insgesamt ist also festzustellen, daß für die Windverhältnisse in Hamburg um die Hochwasserzeit selbst schwerer Sturmfluten mit einem breiten Fächer an Kombinationen zwischen Richtung und Stärke gerechnet werden muß.

4. Schriftenverzeichnis

- GRAFF, J. u. BLACKMAN, D. L.: Analysis of maximum sea levels in southern England. Proc. 16th ICCE, Hamburg 1978, ASCE, New York, 1979.
- INGENIEURKOMMISSION: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.
- JENSEN, J.: Anwendung der Jenkinson-Funktion zur Ermittlung von hydrologischen Bemessungsereignissen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 94, 1987.
- KÜSTENAUSSCHUSS: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und Empfehlungen ... Die Küste, H. 17, 1969.
- LÄNDERARBEITSGRUPPE: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. Die Küste, H. 47, 1988.
- MANIAK, U.: Zusammentreffen von Sturmfluten und Hochwasser der Elbe. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, 1987 (unveröff.).
- MOTOR COLUMBUS: Risikoanalyse der Hochwassergefährdung Hamburgs. 1986 (unveröff.).
- PLATE, E. J.: Zeitreihenuntersuchung der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.
- SALIH, B. A., BURROWS, R. u. TICKELL, R. G.: Storm statistics in the North Sea. Proc. 21st ICCE, Malaga 1988, ASCE, 1989.

⁶ Aus dem Bericht der LÄNDERARBEITSGRUPPE (1988).

- SAS, M.: Frequency of occurrence of storm surges in an estuary: A stochastic approach. Proc. 19th ICCE, Houston 1984, ASCE, 1985.
- SIEFERT, W.: Die Sturmflut von 1825 in der Elbe. Hamb. Küstenf., H. 5, 1969.
- SIEFERT, W.: Über den Wellenaufschlag an den Hamburger Deichen (vorläufige Ermittlungen). Strom- und Hafenbau Hbg., Studie Nr. 65, 1987 (unveröff.).
- SIEFERT, W.: Untersuchungen zu Wellenauf- und -überlauf an Hamburger Hochwasserschutzanlagen bei der Bemessungsturmflut 2085A. Strom- und Hafenbau Hbg., Studie Nr. 68, 1989 (unveröff.).
- STROM- UND HAFENBAU: Sturmfluten von 1901 bis 1984 vor der südlichen Nordseeküste und in Hamburg. Hamb. Küstenforschung, H. 44, 1985.
- WMO: Hydrological aspects of combined effects of storm surges and heavy rainfall on river flow. WMO Oper. Hydr. Report No. 30, WMO-No. 704, Genf, 1988.

Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Wasserstandszeitreihen von deutschen Nordseepegeln*

VON WOLFGANG SCHÖNFELD UND JÜRGEN JENSEN

Zusammenfassung

Die Hauptkomponentenanalyse ist eine statistische Methode, die es gestattet, mehrere Zeitreihen gemeinsam auszuwerten und die in diesen Zeitreihen enthaltenen Informationen zu untersuchen. Weiterhin können die Größe eines gemeinsamen Signals, gemessen an der Gesamtvarianz, und die Anteile der einzelnen Zeitreihen am gemeinsamen Signal ermittelt werden. Die Hauptkomponenten selbst können als Zeitreihen angesehen und entsprechend ausgewertet werden. Dies kann, wie im vorliegenden Fall, zu einer erheblichen Verminderung des Untersuchungsaufwands führen.

Bei der Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Zeitreihen von jährlich gemittelten Scheitelwasserständen von 13 Pegeln in der Deutschen Bucht entfallen beim MThw mehr als 90 % und beim MTnw ca. 75 % der Gesamtvarianz auf die 1. Hauptkomponente. Daher wird für die Betrachtung der allgemeinen Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht nur die 1. Hauptkomponente herangezogen.

Lineare Regressionen, angewandt auf die mit Hilfe der Hauptkomponentenanalyse errechneten Zeitreihen, ergeben für das MThw mittlere Anstiegsraten von 0,25 cm/a (1881–1989), 0,31 cm/a (1936–1989) und 0,38 cm/a (1953–1989). Der stärkste Anstieg ist demnach in den Jahren nach 1950 zu verzeichnen. Das MTnw an der deutschen Nordseeküste sank nach diesen Berechnungen im Mittel um 0,06 cm/a (1936–1989) bis 0,07 cm/a (1953–1989). Diese Untersuchungen bestätigen weitestgehend die bisherigen Aussagen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht.

Summary

The Principal Component Analysis (PCA) is a statistical method for evaluating several time series simultaneously. It is also possible to determine the amplitude of a common signal using the total variance and the contribution of each time series to the common signal. The Principal Components can be evaluated themselves as time series. A substantial computation reduction can be achieved by means of PCA.

PCA has been applied to annually averaged time series of tidal high and low water levels of 13 tide gauges in the German Bight. The first Principal Component represents 90 % of total variance for high water times series and 75 % of total variance for low water time series. Thus only the first Principal Component has been used for investigating the overall tidal level development in the German Bight.

Linear regressions revealed mean trends of tidal high water rises of 0.25 cm/a (1881–1989), 0.31 cm/a (1936–1989) and 0.38 cm/a (1953–1989). The strongest rise occurred after 1950. The results for tidal low water showed decreasing mean trends of 0.06 cm/a (1936–1989) to 0.07 cm/a (1953–1989).

Inhalt

1. Einleitung	192
2. Darstellung der Methode	193
3. Ergebnisse der Untersuchungen	198

* Zwischenbericht zum KFKI-Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“.

3.1 Verteilung der Gesamtvarianz	199
3.2 Zeitreihen der Hauptkomponenten	200
4. Schlußbetrachtung	203
5. Schriftenverzeichnis	204

1. Einleitung

Analysen von Wasserstandszeitreihen an verschiedenen Pegeln in der Deutschen Bucht ergeben für die Wasserstandsentwicklung auf der Grundlage von jährlichen Mittelwerten folgende Aussage: Für das mittlere Tidehochwasser (MThw) ist bei allen Pegeln ein Anstieg zu verzeichnen, der sich in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts verstärkt hat. Das mittlere Tideniedrigwasser (MTnw) zeigt ein annähernd konstantes Verhalten bzw. weist seit 1950 im Mittel einen negativen Trend auf (JENSEN, 1984). Die mit linearer Regression ermittelten Trends für das MThw und MTnw an 13 Pegelstandorten an der deutschen Nordseeküste, auf Inseln und in den Ästuaren der Tideflüsse sind für verschiedene Zeiträume in Tabelle 1 (vgl. JENSEN und SCHÖNFELD, 1990) dargestellt.

Tabelle 1: Lineare Trends für verschiedene Untersuchungszeiträume an Pegeln in der Deutschen Bucht (JENSEN und SCHÖNFELD, 1990)

Pegel	MThw-Trend [cm/a]				MTnw-Trend [cm/a]		
	1971 1989 (19 a)	1953 1989 (37 a)	1936 1989 (54 a)	1881 1989 (109 a)	1971 1989 (19 a)	1953 1989 (37 a)	1936 1989 (54 a)
Borkum	0,37	0,24	0,26	—	0,38	0,10	0,12
Norderney	0,42	0,26	0,16	—	0,33	0,02	0,07
Emden	0,82	0,44	0,29	—	0,24	-0,23	-0,03
Helgoland	0,57	0,22	—	—	0,39	-0,01	—
Lt. Alte Weser	0,57	0,42	0,38	—	0,57	0,12	0,13
Wilhelmshaven	0,61	0,30	0,29	0,26	0,34	-0,03	-0,05
Bremerhaven	0,46	0,28	0,31	0,23	0,03	-0,41	-0,24
Cuxhaven	0,69	0,37	0,28	0,25	-0,16	-0,19	-0,06
Büsum	0,79	0,45	0,26	0,16	0,68	0,24	0,07
Husum	0,89	0,52	0,37	0,31	0,82	-0,03	-0,03
Wittdün	0,65	0,46	—	—	0,56	-0,03	—
Dagebüll	0,99	0,57	0,46	0,25	0,60	-0,24	-0,35
List	0,69	0,30	0,23	—	0,53	0,01	0,05

Die Entwicklung der Scheitelwasserstände führt zu einem verstärkten Anstieg des Tidehubs, während das Tidehalbwasser ($T\frac{1}{2}w$) in geringerem Maße als das Thw ansteigt. Das $T\frac{1}{2}w$ entspricht zwar nicht direkt dem Mean Sea Level (MSL), da es aber einen konstanten Versatz beinhaltet (vgl. LASSEN, 1989), sind die linearen Trends des $T\frac{1}{2}w$ mit denen des MSL identisch.

Aus Tabelle 1 geht weiterhin hervor, daß die berechneten Veränderungen sowohl in Abhängigkeit vom betrachteten Zeitraum als auch von Pegelstandort zu Pegelstandort stark variieren. So beträgt für die in Tabelle 1 untersuchten Pegelstandorte und Zeiträume der maximale Säkularanstieg des Thw 0,99 cm/a (Dagebüll, 1971–1989) und der minimale 0,16 cm/a (Norderney, 1936–1989 bzw. Büsum, 1881–1989). Beim Tnw treten ähnliche Unterschiede auf.

Trotz der genannten Unterschiede weisen die Wasserstandszeitreihen der Pegel an der deutschen Nordseeküste und an den Mündungen der Tideflüsse sehr viele Gemeinsamkeiten auf. Diese gemeinsamen Merkmale können mit Hilfe der Hauptkomponentenanalyse extrahiert und untersucht werden.

Die Hauptkomponentenanalyse (Faktorenanalyse, Eigenanalyse oder Analyse empirischer Orthogonalfunktionen) ist eine „statistische Methode zur Ableitung hypothetischer Größen aus einer Menge beobachteter Variablen“ (ÜBERLA, 1971). Das Verfahren wurde am Anfang dieses Jahrhunderts entwickelt und vornehmlich in der Psychologie und in den Sozialwissenschaften angewandt. Seit Ende der 50er Jahre findet diese Methode zunehmend Einsatz auch in den Naturwissenschaften wie Meteorologie (LORENZ, 1959, SPETH und DETLEFSEN, 1979) und Geologie (AUBREY, 1979). Untersuchungen von Wasserstandszeitreihen mit Hilfe der Hauptkomponentenanalyse wurden u. a. von TÖRNEVIK (1977), AUBREY und EMERY (1983), NYBERG (1983) und DE VALK (1988) vorgenommen.

2. Darstellung der Methode

Mit Hilfe der Hauptkomponentenanalyse können mehrere verschiedene Zeitreihen $y(t, x)$ – oder andere Datensätze – gemeinsam als Summe von Orthogonalfunktionen dargestellt werden.

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^N a_n(t) \cdot e_n(x)$$

Die Funktionen $a_n(t)$ sind für alle Orte (x) gleich und nur von der Zeit abhängig, die Funktionen $e_n(x)$ nur von den Orten. Auf diese Weise kann die räumliche und die zeitliche Variabilität eines Datensatzes $y(t, x)$ unabhängig voneinander untersucht werden.

Die algebraischen Grundlagen der Hauptkomponentenanalyse sollen hier nur kurz beschrieben werden; eine ausführliche Beschreibung dieser Methode ist z. B. in PREISSENDORFER (1988) zu finden.

Die Meßwerte werden zunächst in einer Matrix¹ dargestellt. So sei $Y = y(t, x)$ eine Matrix von Meßwerten, die an $x = 1 \dots N$ Orten zu $t = 1 \dots M$ Zeitpunkten gemessen und von denen die zeitlichen Mittelwerte der einzelnen Zeitreihen $y(t)$ subtrahiert wurden. Aus dieser Matrix kann eine „Strematrix“ S berechnet werden, deren Elemente die Summen der Abweichungsquadrate sind (Varianzen bzw. Kovarianzen $\cdot [M - 1]$):

$$S = Y \cdot Y' \quad Y' = \text{transponierte Matrix von } Y$$

oder

$$s_{x, x'} = \sum_{t=1}^M y(t, x) \cdot y(t, x') \quad x, x' = 1 \dots N$$

Die Strematrix hat die Dimension ($N \cdot N$) und ist symmetrisch. Mit Hilfe der Gleichung

$$S \cdot e = l \cdot e$$

können nun die Eigenwerte l und die Eigenvektoren e bestimmt werden. Die Matrix S besitzt N Eigenvektoren $e_i = [e_i(1), \dots, e_i(N)]$, $i = 1 \dots N$. Die Eigenvektoren werden hier als „Empirische Orthogonalfunktionen“ (EOF) bezeichnet: „empirisch“, weil sie aus den Daten

¹ Großbuchstaben, fett gedruckt, bezeichnen Matrizen, Kleinbuchstaben, fett gedruckt, bezeichnen Vektoren.

abgeleitet wurden, und „orthogonal“, weil sie räumlich unkorreliert sind (PREISSENDORFER, 1988):

$$\sum_{x=1}^N e_i(x) \cdot e_j(x) = \delta_{ij} \quad i, j = 1 \dots N$$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{für } i = j \\ 0 & \text{für } i \neq j \end{cases}$$

Mit Hilfe der EOFs können die Hauptkomponenten oder Amplituden $a_i(t)$ des Datensatzes bestimmt werden:

$$a_i(t) = \sum_{x=1}^N y(t, x) \cdot e_i(x) / \sqrt{N} = \mathbf{Y}' \cdot \mathbf{e}_i / \sqrt{N}$$

Der Faktor $1/\sqrt{N}$ dient der Normierung. Die Funktionen $a_i(t)$ können nun selbst als Zeitreihen angesehen werden. Sie sind zeitlich unkorreliert und enthalten Informationen über die Varianz des Datensatzes entlang den Richtungen \mathbf{e}_i :

$$\sum_{t=1}^M a_i(t) \cdot a_j(t) = l_i/N \cdot \delta_{ij}$$

l_i sind die Eigenwerte der Matrix \mathbf{S} . Die Summe der Eigenwerte ist gleich der Summe der Abweichungsquadrate.

Mit den Hauptkomponenten und empirischen Orthogonalfunktionen kann nun der ursprüngliche Datensatz wieder rekonstruiert bzw. können die Daten als Summe von Orthogonalfunktionen dargestellt werden:

$$y(t, x) = \sum_{i=1}^N a_i(t) \cdot e_i(x) \cdot \sqrt{N}$$

Wird diese Summation nur bis $K < N$ durchgeführt, so enthält der rekonstruierte Datensatz $\tilde{y}(t, x)$ den Anteil der Varianz des ursprünglichen Datensatzes, der den ersten K Eigenwerten entspricht.

Die Anwendung der Hauptkomponentenanalyse auf Wasserstands-Zeitreihen soll nun anhand eines kleinen Zahlenbeispiels näher erläutert werden. Für dieses Beispiel wurden die jährlichen MThw der Pegel Helgoland, Cuxhaven und Dagebüll für den Zeitraum von 1975 bis 1985 ausgewählt. In Abb. 1a, b, c sind zunächst die Zeitreihen eines jeden Pegels einzeln als Abweichung der jährlichen MThw vom Mittelwert dargestellt.

Die Matrix \mathbf{Y} der Eingangsdaten für die Hauptkomponentenanalyse hat dann folgendes Aussehen:

Jahr	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985
HEL	2,1	-3,9	-1,9	2,1	-5,9	0,1	2,1	4,1	10,1	-4,9	-4,9
CUX	1,5	-9,5	-7,5	2,5	-6,5	2,5	7,5	6,5	11,5	-2,5	-6,5
DAG	-0,1	-9,1	-7,1	-0,1	-9,1	0,9	4,9	4,9	14,9	0,9	-1,1

(Abweichungen vom Mittelwert in cm)

Mittelwerte:

HEL : 112,9 cm

CUX : 148,5 cm

DAG : 130,1 cm

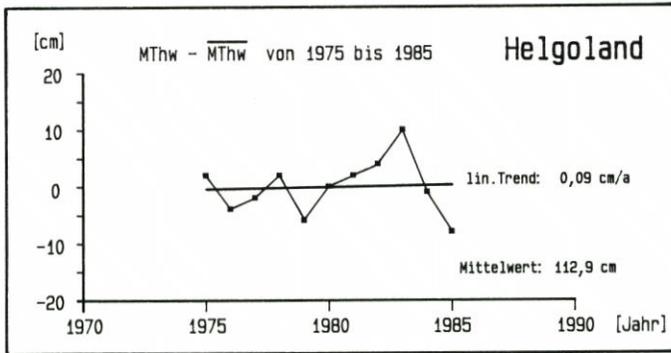


Abb. 1a: Abweichung des MThw vom Mittelwert am Pegel Helgoland von 1975 bis 1985

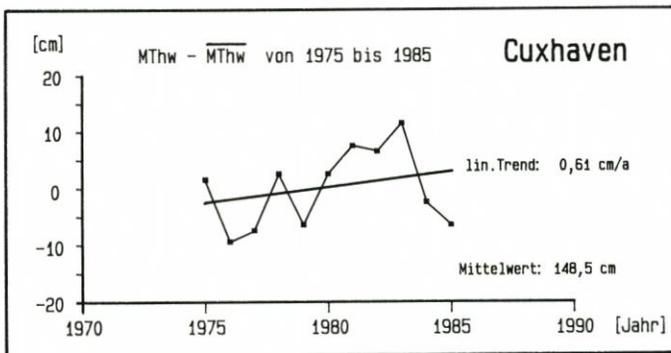


Abb. 1b: Abweichung des MThw vom Mittelwert am Pegel Cuxhaven von 1975 bis 1985

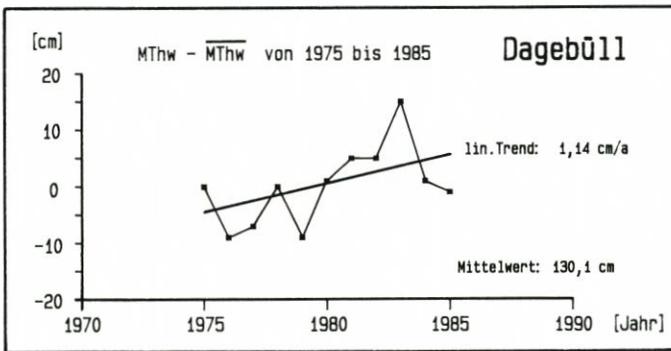


Abb. 1c: Abweichung des MThw vom Mittelwert am Pegel Dagebüll von 1975 bis 1985

Da die Mittelwerte bereits subtrahiert worden sind, kann die Streumatrix S durch $Y \cdot Y'$ berechnet werden:

$$S = \begin{bmatrix} 482,7 & 445,5 & 300,9 \\ 445,5 & 488,9 & 284,2 \\ 300,9 & 284,2 & 233,6 \end{bmatrix}$$

Von dieser Matrix werden nun die Eigenwerte λ und die Eigenvektoren e berechnet:

Eigenwerte: 1123,68 52,84 28,76 Σ 1205,27

Eigenvektoren: $\begin{bmatrix} 0,643 \\ 0,640 \\ 0,422 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} -0,273 \\ 0,705 \\ -0,655 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0,716 \\ -0,306 \\ -0,628 \end{bmatrix}$

In der Hauptdiagonalen der Matrix S stehen die Summen der Abweichungsquadrate (= Varianzen $\cdot [M - 1]$). Die Summe der Varianzen, also die Gesamtvarianz (σ^2), ist gleich der Summe der Eigenwerte. Der durch die jeweilige Hauptkomponente „erklärte“ Anteil der Gesamtvarianz entspricht dem Anteil des dazugehörigen Eigenwertes an der Summe der Eigenwerte [$\lambda_i / \Sigma \lambda_i = \sigma^2(i) / \sigma^2$]. Im vorliegenden Beispiel enthält die 1. Hauptkomponente 93,0%, die 2. Hauptkomponente 4,6% und die 3. Hauptkomponente 2,3% der Gesamtvarianz (Tabelle 2).

Tabelle 2: Hauptkomponenten der Pegelzeitreihen Helgoland, Cuxhaven und Dagebüll

Jahr	1. HK	2. HK	3. HK
1975	1,07	-1,10	-0,13
1976	-7,79	-0,77	-0,92
1977	-5,82	-1,02	-1,17
1978	1,44	-1,26	0,27
1979	-7,16	-0,48	1,04
1980	1,32	-0,09	0,82
1981	5,14	-0,01	1,46
1982	5,26	-0,61	0,32
1983	12,26	0,40	-1,54
1984	-1,74	2,57	0,57
1985	-3,97	2,39	-0,73

Die Hauptkomponenten erhält man durch die Matrixmultiplikation $Y' \cdot e_i$. Die Rangfolge richtet sich nach der Größe der Eigenwerte.

Die Hauptkomponenten können nun als Zeitreihen des gemeinsamen Signals, das in diesen drei Pegeln enthalten ist, interpretiert werden (Abb. 2).

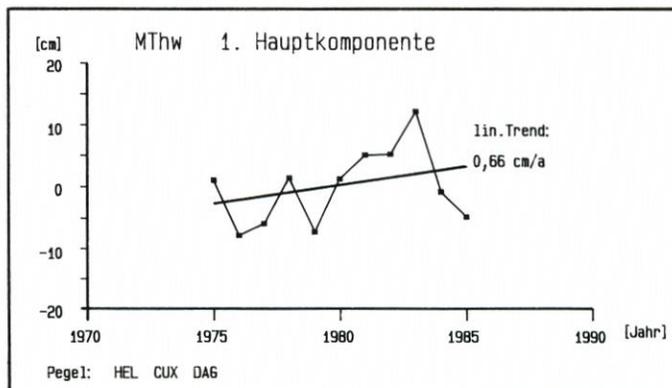


Abb. 2: Zeitreihe der 1. Hauptkomponente

Die 1. Hauptkomponente repräsentiert den größten Anteil an der Gesamtvarianz, die 2. Hauptkomponente den größten Anteil an der verbleibenden Varianz usw. . . . Die Zeitreihen sind untereinander unkorreliert und besitzen jeweils die maximale (Rest-)Varianz.

Für die Interpretation soll hier als Vergleichsmaßstab die Steigung der Regressionsgeraden dienen, die den linearen Trend über den betrachteten Zeitraum beschreibt. Danach ergibt sich für die 1. Hauptkomponente ein mittlerer Anstieg des MThw von 0,66 cm/a. Demgegenüber besitzen die einzelnen Zeitreihen Anstiege von 0,61 cm/a in Cuxhaven, 1,14 cm/a in Dagebüll und 0,09 cm/a auf Helgoland. Die Verteilung des Signals der 1. Hauptkomponente auf die einzelnen Pegel (Abb. 3) zeigt, daß der Anteil des Pegels Helgoland geringer ist als die Anteile der anderen beiden Pegel. Dies erklärt einen Teil der Differenz zwischen der 1. Hauptkomponente und der Zeitreihe des Pegels Helgoland. Ein weiterer Teil der Differenz kann durch die Hinzunahme der 2. Hauptkomponente (Abb. 4) erklärt werden. Diese hat einen Trend von 0,34 cm/a. Die räumliche Verteilung (Abb. 5) zeigt einen großen negativen Beitrag des Pegels Helgoland und einen positiven Beitrag des Pegels Dagebüll. Für Helgoland ergibt der negative Beitrag der 2. Hauptkomponente eine Verminderung des Anstiegs der 1. Hauptkomponente, und für Dagebüll bewirkt der positive Beitrag eine Erhöhung des Anstiegs der 1. Hauptkomponente. Der Rest der Varianz wird durch die 3. Hauptkomponente erklärt, so daß auf diese Weise die ursprünglichen Daten rekonstruiert werden können.

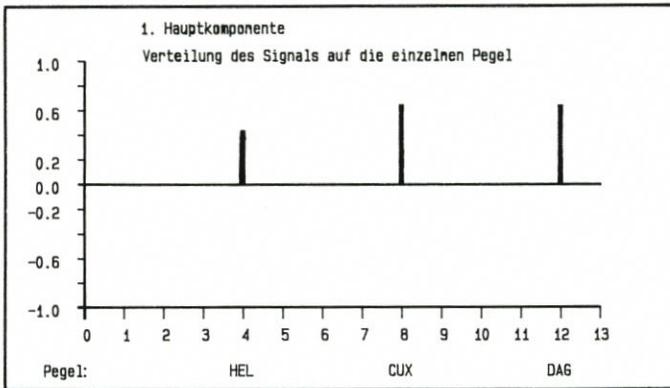


Abb. 3: Verteilung des Signals der 1. Hauptkomponente auf die einzelnen Pegel

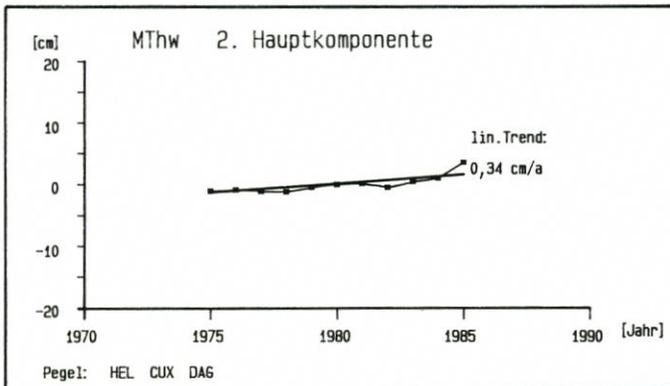


Abb. 4: Zeitreihe der 2. Hauptkomponente

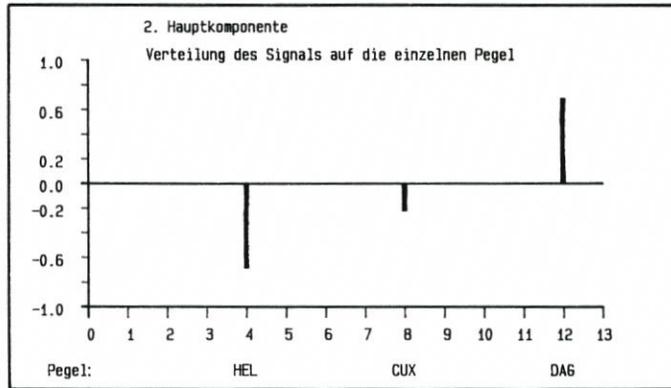


Abb. 5: Verteilung des Signals der 2. Hauptkomponente auf die einzelnen Pegel

3. Ergebnisse der Untersuchungen

Diesen Untersuchungen liegen lückenlose Zeitreihen der Jahresmittelwerte des MThw und des MTnw von 13 Pegeln an der deutschen Nordseeküste zugrunde. Die Berechnung der Jahresmittelwerte erfolgte aus korrigierten Zeitreihen halbtägiger Scheitelwerte aus dem KFKI-Projekt „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ (vgl. JENSEN, MÜGGE U. VISSCHER, 1988). Zur Vergrößerung der Datenbasis wurden weitere Jahresmittelwerte aus JENSEN (1984) herangezogen. Insgesamt bilden die in Tabelle 3 dargestellten Pegel und Zeiträume die Grundlage der in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen. Die Jahresangaben beziehen sich auf „Abflußjahr“ (vom 1. 11. des Vorjahres bis 31. 10.).

Tabelle 3: Pegel und Zeiträume, für die lückenlose Zeitreihen der Jahresmittelwerte vorliegen

Pegel	(Kurzbez.)	MThw-Zeitreihe	MTnw-Zeitreihe
Borkum	(BOR)	1931–1989	1931–1989
Norderney	(NOR)	1891–1989	1891–1989
Emden	(EMD)	1901–1989	1901–1989
Helgoland	(HEL)	1953–1989	1953–1989
Lt. Alte Weser	(LTW)	1901–1989	1901–1989
Wilhelmshaven	(WIL)	1873–1989	1901–1989
Bremerhaven	(BRV)	1881–1989	1881–1989
Cuxhaven	(CUX)	1855–1989	1855–1989
Büsum	(BUE)	1871–1989	1931–1989
Husum	(HUS)	1868–1989	1906–1989
Wittdün	(WIT)	1952–1989	1952–1989
Dagebüll	(DAG)	1874–1989	1936–1989
List	(LIS)	1931–1989	1931–1989

Wegen der unterschiedlichen Zeiträume, für die lückenlose Wasserstands-Zeitreihen vorliegen, wurde die Hauptkomponentenanalyse auf drei verschiedene Zeiträume angewandt. In die erste Auswertung wurden alle verfügbaren Pegelzeitreihen mit einbezogen. Da die Wasserstandsdaten des Pegels Helgoland erst seit 1953 vorliegen, beschränkt sich dieser Zeitraum auf die 37 Jahre von 1953 bis 1989. Eine Auswertung über einen Zeitraum von 54

Jahren (1936 bis 1989) kann durchgeführt werden, wenn die Pegel Helgoland und Wittdün nicht in die Analyse mit einbezogen werden.

Schließlich wurde die Hauptkomponentenanalyse noch auf eine lange Zeitreihe von 109 Jahren, beginnend im Jahre 1881, angewandt. Hier wurde nur das MThw der Pegel Wilhelms- haven, Bremerhaven, Cuxhaven, Büsum, Husum und Dagebüll betrachtet. Darüber hinaus wurden in einer weiteren Hauptkomponentenanalyse die niedersächsischen Pegel einschließlich Bremerhaven und die schleswig-holsteinischen Pegel für die Zeiträume von 1953 bis 1989 und von 1936 bis 1989 getrennt untersucht.

Die Länge der Untersuchungszeiträume entspricht mit 37, 54 und 109 Jahren in etwa einem Vielfachen von 18,6 Jahren, so daß die durchgeführten Trendberechnungen durch diesen langperiodischen Anteil des astronomischen Gezeitenpotentials (Nodaltide) nicht bzw. nur sehr gering beeinflußt werden.

3.1 Verteilung der Gesamtvarianz

Wie in Kap. 2 dargestellt, gibt eine Betrachtung der Eigenwerte und der Eigenvektoren Aufschluß darüber, welchen Anteil die einzelnen Hauptkomponenten an der gesamten Varianz des Eingangsdatensatzes repräsentieren und wie diese Varianz auf die Pegel verteilt ist.

Die Summe der Eigenwerte der Streumatrix ist gleich der Gesamtvarianz aller in die Hauptkomponentenanalyse eingehenden Zeitreihen. Somit entspricht die Größe eines jeden Eigenwertes dem Anteil an der Gesamtvarianz, der in der dazugehörigen Hauptkomponente enthalten ist. Die prozentualen Anteile der ersten drei Eigenwerte, bezogen auf die Gesamtvarianz, sind in Tabelle 4 dargestellt.

Tabelle 4: Anteile der Hauptkomponenten an der Gesamtvarianz für die untersuchten Zeiträume

Zeitraum	Hauptkomponente	MThw Varianzanteil	MTnw Varianzanteil
37 Jahre (1953-1989)	1	92,8 %	78,8 %
	2	2,9 %	10,5 %
	3	1,2 %	5,1 %
54 Jahre (1936-1989)	1	93,0 %	76,0 %
	2	2,6 %	10,9 %
	3	1,3 %	5,3 %
109 Jahre (1881-1989)	1	94,5 %	-
	2	2,0 %	-
	3	1,4 %	-

Der 1. Eigenwert besitzt den größten Anteil an der Gesamtvarianz. Somit repräsentiert auch die 1. Hauptkomponente einen entsprechenden Teil des bei allen Pegeln gemeinsam vorhandenen Signals. Beim MThw ist der prozentuale Anteil des 1. Eigenwertes größer als beim MTnw, d. h., das gemeinsame Gezeitensignal ist beim Tidehochwasser stärker ausgeprägt. Der geringere Anteil beim Tideniedrigwasser ist dadurch zu erklären, daß hier regionale Effekte der einzelnen Pegel in den Zeitreihen stärker hervortreten (vgl. SIEFERT, 1982). In den höheren Hauptkomponenten ist die restliche Varianz enthalten, die auf regionale Besonderheiten an den Pegelstandorten zurückzuführen ist.

Die Eigenvektoren enthalten Informationen über die Anteile der einzelnen Pegel am Signal der Hauptkomponenten. Der Beitrag des 1. Eigenvektors ist für alle betrachteten Zeiträume bei allen Pegeln positiv und von gleicher Größenordnung. Dies zeigt, daß alle Pegel etwa zu gleichen Teilen in die 1. Hauptkomponente eingehen (Abb. 6).

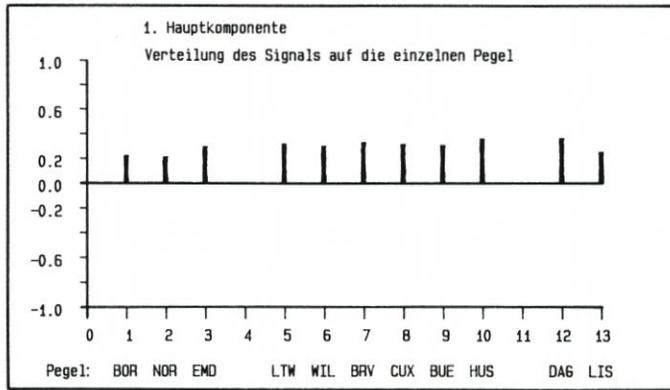


Abb. 6: Anteile der einzelnen Pegel am Signal der 1. Hauptkomponente des MThw (Zeitreihe von 1936 bis 1989)

Beim MTnw ist die räumliche Verteilung nicht so gleichmäßig wie beim MThw. Wie auch schon bei der Betrachtung der Eigenwerte zu erkennen war, spiegelt sich hier der größere Anteil des Gezeitensignals im MThw wider. Die Eigenvektoren der höheren Hauptkomponenten sind sowohl im Betrag als auch im Vorzeichen uneinheitlich. Diese Hauptkomponenten repräsentieren in erster Linie lokale Effekte an den einzelnen Pegeln. Im folgenden wird daher für die Betrachtung der allgemeinen Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht nur die 1. Hauptkomponente herangezogen.

3.2 Zeitreihen der Hauptkomponenten

Die Zeitreihen der 1. Hauptkomponente zeigen das gemeinsame Signal, das in allen Pegelzeitreihen enthalten ist. Für den 54jährigen Zeitraum (1936–1989) sind diese Zeitreihen in den Abb. 7a und 7b für das MThw und MTnw dargestellt. Jahre mit extremen Wasserständen, wie z. B. 1947 und 1983, sind in der 1. Hauptkomponente gut zu erkennen. Neben den Zeitreihen sind auch die Regressionsgeraden eingezeichnet; sie geben den linearen Trend der Wasserstandsänderungen über den betrachteten Zeitraum wieder.

In Tabelle 5 sind die Trends (Regressionskoeffizienten) der 1. Hauptkomponenten für alle untersuchten Zeiträume wiedergegeben.

Die Trends des MThw weisen eine deutliche Abhängigkeit vom betrachteten Zeitraum auf. Die am weitesten zurückreichende Zeitreihe (1881–1989) beinhaltet den geringsten und die kürzeste Zeitreihe (1953–1989) den größten Anstieg. Die Trends der 1. Hauptkomponente des MTnw ergeben bei einem Vergleich der 37jährigen mit der 54jährigen Zeitreihe keine signifikanten Veränderungen.

Die Trends der 1. Hauptkomponenten für das MThw stehen im Einklang mit dem von mehreren Autoren (vgl. SIEFERT, 1982, FÜHRBÖTER und JENSEN, 1985) festgestellten beschleunigten Anstieg des MThw in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts. Zur Prüfung dieses

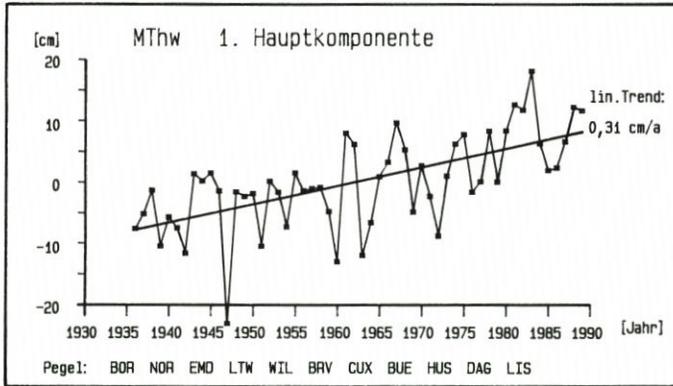


Abb. 7a: Zeitreihe der 1. Hauptkomponente des MThw von 11 Pegeln über 54 Jahre (1936–1989)

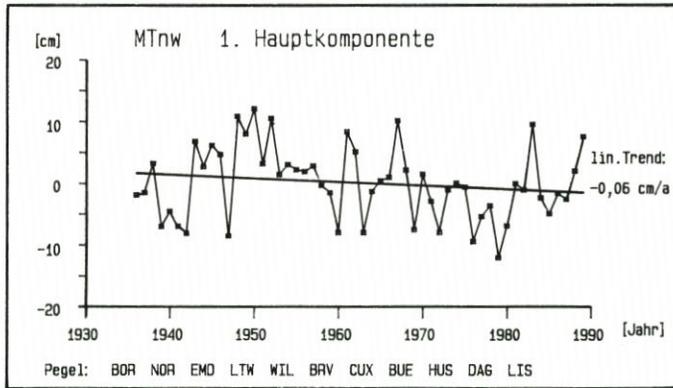


Abb. 7b: Zeitreihe der 1. Hauptkomponente des MTnw von 11 Pegeln über 54 Jahre (1936–1989)

Tabelle 5: Steigung der Ausgleichsgeraden (linearer Trend) der 1. Hauptkomponente

Zeitraum	MThw [cm/a]	MTnw [cm/a]
37 Jahre (1953–1989)	0,38	-0,07
54 Jahre (1936–1989)	0,31	-0,06
109 Jahre (1881–1989)	0,25	-

Phänomens wurde die 109jährige Zeitreihe für das MThw in zwei Teilzeitreihen von 1881–1950 und von 1950–1989 aufgeteilt. Die 1. Hauptkomponente dieser Teilzeitreihen zeigt vor 1950 einen Trend von 0,22 cm/a, nach 1950 erreicht der mittlere Anstieg fast den doppelten Wert, für den Zeitraum von 1950 bis 1989 wurden 0,40 cm/a errechnet.

Für einen weiteren Vergleich wurden MThw-Zeitreihen der Mittelwerte von bis zu 10 Pegeln herangezogen (JENSEN, 1984, FÜHRBÖTER, 1986). In Abb. 8 ist die Zeitreihe der Mittelwerte, beginnend 1855, und in Abb. 9 die der 1. Hauptkomponente von 6 Pegeln seit 1881 dargestellt. Für die 25 Jahre von 1959 bis 1983 ermittelten JENSEN (1984) und FÜHRBÖTER (1986) einen Anstieg des MThw von 16,0 cm/25a und für das MTnw ein Absinken von

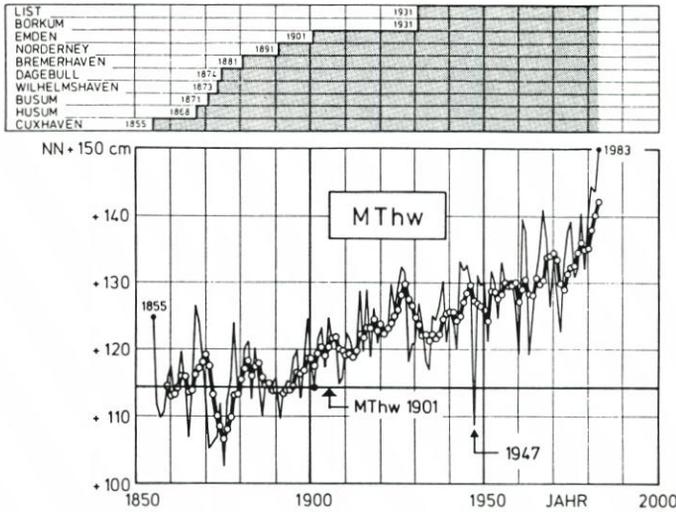


Abb. 8: Jährliche und fünfjährige MThw an der deutschen Nordseeküste als Mittel aus bis zu 10 Pegelstationen (FÜHRBÖTER, 1986)

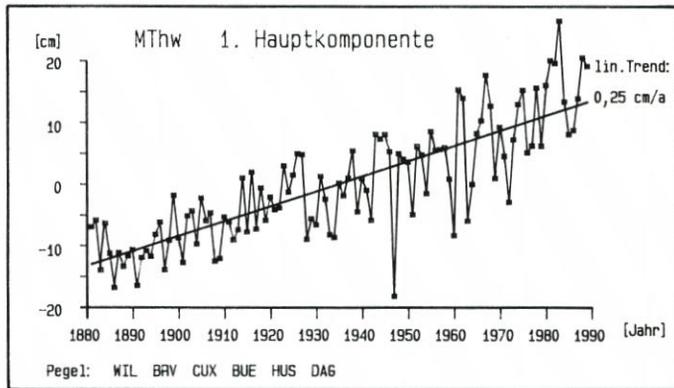


Abb. 9: Zeitreihe der 1. Hauptkomponente des MThw von 6 Pegeln über 109 Jahre (1881–1989)

3,0 cm/25a. Die 1. Hauptkomponente einer entsprechenden Zeitreihe ergibt fast identische Ergebnisse, und zwar 15,5 cm/25a für das MThw und -3,0 cm/25a für das MTnw. Auch dieser Vergleich zeigt die große Abhängigkeit der Trends vom Untersuchungszeitraum.

Auffallende Ergebnisse liefert die Gegenüberstellung der Trends in den Hauptkomponenten der niedersächsischen Pegel mit Bremerhaven und der schleswig-holsteinischen Nordseeküste für die beiden Zeiträume von 37 und 54 Jahren (Tabelle 6). Der Anstieg des MThw ist danach an der schleswig-holsteinischen Westküste durchweg größer als an der niedersächsischen Nordseeküste. Auch die Zunahme dieses Anstiegs in der 37jährigen Zeitreihe ist an den schleswig-holsteinischen Pegeln größer. Völlig anders verlaufen die Trends des MTnw. Während über den Zeitraum von 54 Jahren ein stärkeres Absinken des MTnw an den schleswig-holsteinischen Pegeln zu verzeichnen ist, ist es bei der kürzeren Zeitreihe genau umgekehrt. Für den Zeitraum von 1953 bis 1989 ist das Absinken des MTnw an den niedersächsischen Pegeln größer.

Tabelle 6: Vergleich der Trends der 1. Hauptkomponente der niedersächsischen und der schleswig-holsteinischen Pegel

Zeitraum	Niedersachsen		Schleswig-Holstein	
	MThw [cm/a]	MTnw [cm/a]	MThw [cm/a]	MTnw [cm/a]
37 Jahre (1953–1989)	0,33	-0,12	0,46	-0,03
54 Jahre (1936–1989)	0,29	-0,02	0,34	-0,13

Weiterhin zeigt eine Betrachtung der Eigenwerte, daß das gemeinsame Signal an den Pegeln an der niedersächsischen Küste schwächer ist als bei den schleswig-holsteinischen Pegeln. Dies läßt vermuten, daß vor der niedersächsischen Küste regionale Effekte eine größere Rolle spielen als vor der schleswig-holsteinischen Westküste.

4. Schlußbetrachtung

Die Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht wird beeinflusst durch astronomisch bedingte periodische Schwankungen, einen langfristigen Trend und einen stochastischen Anteil.

Die Ergebnisse der Hauptkomponentenanalyse bestätigen im wesentlichen die von mehreren Autoren dargestellte langfristige Entwicklung der Wasserstände in der Deutschen Bucht. Für das MThw ist bei allen Pegeln ein Anstieg zu verzeichnen, der sich in den letzten Jahrzehnten erheblich verstärkt hat. Das MTnw weist, nachdem es in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts zunächst leicht absank, in den vergangenen 19 Jahren einen positiven Trend auf. Die bisherige Entwicklung könnte mit diesem Hinweis auf ein Ansteigen des MTnw jedoch eine Veränderung erfahren, die zu einem Anstieg des MSL führt. Die Entwicklung der Scheitelwasserstände führte nach 1950 zu einer starken Zunahme des Tidehubs. Das Tidehalbwasser, als Approximation für den mittleren Meeresspiegel, steigt in geringerem Maße als das MThw. Es bleibt allerdings abzuwarten, inwieweit sich die beträchtlichen Änderungen, die innerhalb der letzten Jahrzehnte stattgefunden haben, fortsetzen.

Neben globalen Aussagen zur Wasserstandsentwicklung in einem bestimmten Seegebiet, wie sie mit der Hauptkomponentenanalyse oder durch Mittelbildung getroffen werden können, sind Untersuchungen zu lokalen Effekten, wie z. B. Untersuchungen der Wasserstandsentwicklung in den Tideflüssen und Ästuaren, von großer Bedeutung.

Weitere genaue Beobachtungen und Analysen der Wasserstände sind gerade in Hinblick auf die Auswirkungen von möglichen Klimaveränderungen dringend notwendig. Dies betrifft sowohl die kontinuierliche Fortschreibung und Kontrolle der Wasserstands-Zeitreihen als auch die Untersuchung von historischen Daten.

Diese Untersuchung wurde im Rahmen des Forschungsprojekts „Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht“ des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) durchgeführt. Das Projekt wird vom Bundesminister für Forschung und Technologie unter dem Förderzeichen MTK 0338 gefördert.

5. Schriftenverzeichnis

- AUBREY, D. G.: Seasonal Patterns of Onshore/Offshore Sediment Movement. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 84, No. C10, 1979.
- AUBREY, D. G. and EMERY, K. O.: Eigenanalysis of recent United States Sea levels. *Continental Shelf Research*, Vol. 2, No. 1, 1983.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderungen des Säkularanstiegs an der deutschen Nordseeküste. *Wasser und Boden*, 9, 1986.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. *Mitt. d. Leichtweiss-Instituts f. Wasserbau der TU Braunschweig*, H. 83, 1984.
- JENSEN, J., MÜGGE, H. E. u. VISSCHER, G.: Untersuchungen zur Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht. *Die Küste*, H. 47, 1988.
- LASSEN, H.: Örtliche und zeitliche Variationen des Meeresspiegels in der südlichen Nordsee. *Die Küste*, H. 50, 1989.
- LORENZ, E. N.: Prospects for Statistical Weather Forecasting; Final Report, Statistical Forecasting Project, Dpt. of Meteorol., Mass. Inst. of Tech., Boston, 1959.
- NYBERG, L.: Sea Level Forecasts with an EOF Model. In: Sündermann, J., Lenz, W. (eds.), *North Sea Dynamics*, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1983.
- PREISSENDORFER, R. W.: *Principal Component Analysis in Meteorology and Oceanography*. Elsevier, Amsterdam, New York, 1988.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. *Die Küste*, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. *Die Küste*, H. 42, 1985.
- SPEETH, P. and DETLEFSEN, H.: Empirical Orthogonal Functions of Sea Level Pressure and Sea Surface Temperatures for the Upwelling Areas off Northwest Africa. *DHZ 32*, H. 4., 1979.
- TÖRNEVIK, H.: Application of EOF to sea level forecasting. E.C.M.W.F., Workshop on the use of Empirical Orthogonal functions in Meteorology, 1977.
- ÜBERLA, K.: *Faktorenanalyse*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1971.
- DE VALK, C.: *Hoofdkomponenten-analyse van meetreeksen*. Waterloopkundig laboratorium, H. 535, 1988.

Einreihige Holzpfahlbuhnen im technischen Küstenschutz von Mecklenburg-Vorpommern

Von DIETRICH WEISS

Zusammenfassung

In den über weite Strecken negativen Sedimenthaushalt der mecklenburg-vorpommerschen Küste greifen 900 Stück Buhnen ein, um eine Sandanreicherung auf Strand und Schorre zu erwirken und den Küstenrückgang zu vermindern oder aufzuheben. Ihre funktionelle und konstruktive Gestaltung erfuhren die Buhnen in der Regel durch die jeweils vorliegenden, oft wechselhaften Erfahrungen aus der Praxis.

Der Autor versucht für den häufigsten Typ, für die einreihigen Holzpfahlbuhnen, mit Hilfe von 14 Testgebieten eine Analyse vorzunehmen. Parameter wie Buhnenlänge, Buhnenabstand, Kronenhöhe, Pfahldurchmesser, Pfahlabstand und Buhndurchlässigkeit werden erfaßt und mit den Bedingungen des jeweiligen Küstenabschnitts (Morphologie, Belastung) in Beziehung gebracht. Einzelheiten der hydro- und sedimentdynamischen Prozesse werden nicht erforscht; statt dessen werden die resultierenden Wirkungen auf die Morphologie gezeigt. Für alle Testgebiete wird die Veränderung der Uferlinie vom Jahr des Buhnenbaus (das älteste untersuchte Buhnensystem ist aus dem Jahr 1936) bis zur Gegenwart verfolgt. Empfehlungen für den Entwurf von einreihigen Holzpfahlbuhnen werden gegeben.

Summary

Over 900 groynes are located on the reaches of the Mecklenburg-Vorpommern coast having a natural negative sediment balance, in order to generate sand replenishment and to reduce or eliminate coastal recession. The design criteria and construction details were essentially based on practical experience which often differed from situation to situation.

The author attempts an analysis of the most frequently used construction technique, namely single file wood piles, based on 14 test cases. The basic parameters: groyne length, spacing and transmissivity, pile spacing, height and diameter are correlated with the local coastal characteristics (morphology, loads). The evaluation involved the composite effect on the morphology as opposed to a detailed investigation of hydrodynamical and sedimentological processes. The changes in the coast line were determined for each test case following construction. The oldest structure was built in 1936. Design recommendations are also given for single file wood pile groynes.

Inhalt

1. Einleitung, Problemstellung	206
2. Buhnen an der mecklenburgisch-vorpommerschen Küste	206
2.1 Untersuchungsmethode	208
2.2 Ermittelte funktionelle und konstruktive Parameter	208
2.3 Wirkungen	220
3. Wertung, Ausblick	223
4. Schriftenverzeichnis	224

1. Einleitung, Problemstellung

Die einreihigen Holzpfahlbuhnen gehören als ins Wasser gerammte, hölzerne Pfahlreihen zu den konstruktiv einfachsten Ingenieurbauten. Nicht einfach aber ist für den entwerfenden Ingenieur der Umgang mit der Buhnenfunktion. Es klafft bis zum heutigen Tage eine Lücke zwischen mit dem Bau verbundenen Erwartungen und den eingetretenen Ergebnissen bei der Verbesserung der Sand- und Strandverhältnisse. Die Wirkungsweise scheint nicht hinreichend geklärt; die Buhnenwirkung nach Umfang und Zeit nicht exakt vorhersagbar. STUEMUND (1966), der Leiter des früheren Küstenschutzamtes in Graal-Müritz, charakterisierte in den 60er Jahren die Buhnenproblematik mit der Feststellung: „Will man gute Buhnenwirkung nachweisen, wählt man für den Buhnenbau einen entsprechend geeigneten Küstenabschnitt; will man Wirkungslosigkeit zeigen, einen entsprechend anderen.“ Danach ist die Erfüllung der Buhnenfunktion an abschnittseigene Verhältnisse, an die hydro- und sedimentdynamische Situation mit entsprechenden morphologischen Bedingungen gebunden.

Welche Ansichten Wasserbau- und Küsteningenieure seit mehr als 100 Jahren zum Einsatz von Buhnen entwickelt haben, geht aus der vor 30 Jahren erschienenen Publikation über Buhnenliteratur von PETERSEN (1961) hervor. Zusammenfassend lautet die Feststellung, daß eine Zahl offener Fragen und daraus resultierend weit voneinander abweichende Auffassungen zwischen Wirksamkeit und Wirkungslosigkeit von Buhnen die damalige Situation beherrschten.

Seither gab es eine Reihe von großangelegten Untersuchungen zur Buhnenwirkung, zu denen an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern die Arbeit von KOLP (1966) unter Verwendung von Farbsand zählt. Aus den jeweiligen räumlichen und zeitlichen Ausschnitten der komplexen Prozesse die gewünschten Verallgemeinerungen abzuleiten, stößt naturgemäß auf Schwierigkeiten.

Die „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981“ bilden die am weitesten anwendungsorientierte Zusammenfassung des Erkenntnisstandes; aber auch sie weisen ausdrücklich daraufhin, daß die „funktionelle Gestaltung nach wie vor problematisch“ ist (STÖVER, 1982).

Gliedert man die Küste in Systeme der Sedimentbilanz und erfaßt in diesen wiederum die Bereiche mit positivem, ausgeglichenem und negativem Sedimenthaushalt (GURWELL, WEISS, ZIELISCH, 1982), so sind es die letzteren, die als Abtragsbereiche an Flachküsten Maßnahmen zur Verbesserung der lokalen Materialbilanz benötigen. Denn Rückgang (z. B. als Reduzierung der Vorlandbreite oder der Dünenmächtigkeit) schwächt die Leistungsfähigkeit der Hochwasserschutzanlagen. Das Bilanzsystem ist geprägt durch die räumlich-zeitliche Gesamtheit der Wirkungen der Einzelereignisse. Schwankungen der Ereignisse verursachen Schwankungen der Wirkungen, schaffen räumliche und zeitliche Änderungen und Differenzierungen im Sedimenthaushalt, besonders schmerzlich spürbar in Abtragsbereichen. Mit Buhnen funktionell und konstruktiv derartig differenziert und treffend vorzugehen und entgegenzuwirken ist unmöglich (WEISS, 1989).

2. Buhnen an der mecklenburgisch-vorpommerschen Küste

Nach PETERSEN (1961) wurden die ersten Buhnen an der Ostsee auf der Insel Ruden im Jahre 1843 auf Vorschlag von HAGEN gebaut. Fast 150 Jahre später, im Jahre 1990, zählten 900 Buhnen zum Bestand der Anlagen an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern. Bei einem mittleren Abstand $BA = 74$ m sind somit 66,6 km der Küste mit Buhnen bebaut. Aus Tabelle 1

Tabelle 1. Übersicht über die Bühnensysteme an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern (nach JÄGER, B. und WEISS, D., 1986/1990)

Nr. System	Bühnensysteme				Bühnenzahl und verbaute Küstenlänge				einreihige offene Pfahlbuhnen				einreihige dichte Pfahlbuhnen				zweireihige dichte Pfahlbuhnen				B aus 2 Pfahlreihen mit Stein- auspackung	
	Gesamtküste		Flachküste		Steilküste		einreihige offene Pfahlbuhnen		einreihige dichte Pfahlbuhnen		zweireihige dichte Pfahlbuhnen		B aus 2 Pfahlreihen mit Stein- auspackung		einreihige dichte Pfahlbuhnen		zweireihige dichte Pfahlbuhnen		B aus 2 Pfahlreihen mit Stein- auspackung			
	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km	Stck.	km		
1 Poel	8	0,370	8	0,370	-	-	-	-	-	8	0,370	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
2 Kühlungsborn	51	3,240	38	2,380	13	0,860	42	2,760	9	0,480	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3 Nienhagen	6	0,365	-	-	-	0,365	1	-	4	0,275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	0,090	
4 Warnemünde-Graal	117	10,060	86	7,160	31	2,9	95	8,180	22	1,880	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
5 Graal-Müritz	56	4,150	56	4,150	-	-	27	1,815	29	2,335	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
6 Dierhagen-Wustrow	123	7,450	109	6,755	14	0,695	54	3,095	66	4,200	3	0,155	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7 Ahrenshoop-Darß	124	6,420	112	5,840	12	0,580	71	3,600	14	0,655	3	0,125	-	-	-	-	-	-	-	36	2,040	
8 Prerow-Zingst	98	10,940	98	10,940	-	-	98	10,940	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
9 Hiddensee	140	10,105	140	10,105	-	-	101	6,330	39	3,775	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
10 Dranske	48	3,055	40	2,340	8	0,715	3	0,140	45 ¹⁾	2,915	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
11 Glowe	35	1,750	31	1,550	4	0,200	22	1,100	7	0,350	6	0,300	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
12 Zempin-Koserow	51	5,000	40	4,100	11	0,900	32	2,765	19	2,235	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
13 Sreckelsberg-Stubbenfelde	25	2,110	7	0,620	18	1,490	-	-	-	-	25	2,110	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
14 Bansin	18	1,625	18	1,625	-	-	18	1,625	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
alle Bühnensysteme	900	66,640	783	57,935	117	8,705	564	42,350	287	21,580	12	0,580	-	-	-	-	-	-	-	37	2,130	
mittl. Bühnenabstand		74,04 m		73,99 m		74,40 m		75,09 m		75,19 m												57,57 m

¹⁾ 7 Bühnen haben am Kopf ein uferparalleles T-Stück

ist zu entnehmen, daß sich 87 % (783 Stück) der Buhnen an der Flachküste und 13 % (117 Stück) an der Steilküste befinden. Nach der Konstruktionsart dominiert mit 94,5 % (851 Stück) die einreihige Holzpfahlbuhne. Selten gebaut wurden und werden die doppelreihigen Pfahlbuhnen und die Buhnen aus zwei Pfahlreihen mit Stein- und Faschinentauspackung. Die vorherrschende Stellung der einreihigen Holzpfahlbuhnen führte zur Untersuchung funktionseller und konstruktiver Parameter ausgeführter Systeme dieses Typs (JÄGER u. WEISS, 1986/1990). Dafür wurden 14 Testgebiete ausgewählt (Abb. 1), die jeweils aus drei Buhnenfeldern und vier Buhnen bestehen und repräsentativ innerhalb der einzelnen Buhnenysteme liegen. Die Untersuchungen wurden in den Jahren 1985 bis 1990 durchgeführt.

2.1 Untersuchungsmethode

Um der vorhandenen Vielfalt der einreihigen Pfahlbuhnen gerecht zu werden, wurden fünf Systeme mit dichten und neun Systeme mit offenen Buhnen ausgewählt. Bei den offenen wurden sechs Systeme der 60er und 70er Jahre und drei der 80er Jahre, die sich ausdrücklich von den Vorgängern abheben, verwendet (Tabellen 2 und 3). Als Standorte der Testsysteme wurden Küstenabschnitte mit natürlichen Bedingungen ohne Inhomogenitäten in der Morpho-, Hydro- und Sedimentdynamik, wie z. B. Knick im Uferverlauf, Existenz von markanten Einbauten oder Durchführung von Aufspülungen, angestrebt. Die Untersuchungen sollen auch in Zukunft fortgeführt werden, wobei einige Testgebiete aufgrund von Aufspülungen aufgegeben und, wenn möglich, durch neue ersetzt werden sollen.

Im wesentlichen werden für die Charakterisierung der Buhnenysteme die Angaben zur Bauwerks- und Standortgeometrie und deren zeitliche Änderung herangezogen. Die Schorre ist durch das zwischen Uferlinie und 4-m-Isobathe herrschende Neigungsmaß m_4 ($\tan \alpha = 1:m_4$) beschrieben. Diese 4-m-Tiefenlinie liegt außerhalb des Hauptbrandungsraumes und dessen starken morphologischen Änderungen während der Sturmhochwasser. Die Rifffkörper bleiben unberücksichtigt. Alle Untersuchungen sind auf Mittelwasser bezogen. Die Buhnen sind generalisiert rechtwinklig zur Uferlinie angesetzt; vorhandene Abweichungen werden als vernachlässigbar klein angesehen. Die maßgeblichen Parameter der Buhnen sind: Buhnenlänge (von Uferlinie bis Buhnenkopf) BL, Buhnenabstand (untereinander) BA, Kronenhöhe (über Normal) KH, Pfahldurchmesser PD, Pfahlabstand PA und daraus ermittelt Durchlässigkeit DU.

Die Buhnenlänge BL bezeichnet somit den in die hydro- und sedimentdynamischen Vorgänge bei mittleren Bedingungen eingreifenden Buhnteil. Mit den natürlichen, räumlich und zeitlich wechselnden Küstenveränderungen ändern sich die Funktionsbedingungen jedes Buhnenfeldes. Daher ist es schwer, vergleichende Untersuchungen (14 Testgebiete, Abb. 1) einander zuzuordnen. Im vorliegenden Fall wird versucht, durch die Untersuchungssituation „Bauzeitpunkt der Buhnen“ (mit Buhnenlänge BL_0) für alle den gleichen Punkt des Einflußprozesses zu treffen. Die Untersuchungssituation „Meßzeitpunkt“ (mit BL_t) erfaßt dagegen die einzelnen Testgebiete in möglicherweise sehr unterschiedlichen Entwicklungsphasen. Kontinuierliche Meßdaten über die Bauwerke und den Schorre-Strand-Bereich seit dem Buhnenbau liegen aber nicht vor.

2.2 Ermittelte funktionelle und konstruktive Parameter

Die Buhnenlänge BL wird in Abhängigkeit von einer maßgebenden Wellenlänge λ_b (bei Windgeschwindigkeit 7 Bft), von dem Schorreneigungsmaß m_4 und dem Grad der Küstenbe-

Tabelle 2. Parameter der einreihigen Holzpfahlbuhnen in den Testgebieten (Buhnenlänge, Bühnenabstand, Bühnenabstand, Kronenhöhe)

Nr.	Testgebiet; Küsten- abschnitt	Küsten- kilometer Kkm	mittl. Bühnenlänge (BL)		mittl. Bühnenabstand		$\frac{BA}{BL}$		mittl. Kronenhöhe (KH) (m ü MW)
			Bauzeitpunkt (m)	Messzeitpunkt (m)	Bauzeitpunkt (BA) (m)	Messzeitpunkt (1)	Bauzeitpunkt (1)	Messzeitpunkt (1)	
1	Kühlungsborn	122,500	16,30	15,30	55,97	3,43	3,66	0,46	
2	Markgrafenheide	153,250	62,80	52,83	88,47	1,41	1,67	0,21	
3	Graal	161,500	42,70	33,77	73,67	1,73	2,18	0,37	
4	Dierhagen	173,500	42,46	34,25	64,70	1,52	1,89	0,63	
5	Wüstrow	175,500	23,50	28,50	64,50	2,74	2,26	0,23	
6	Ahrenshoop	181,750	¹⁾	37,83	48,97	¹⁾	1,29	0,12	
7	Vordarf	183,500	41,00	50,65	48,40	1,18	0,96	0,18	
8	Zingst	208,500	88,38	79,75	145,37	1,65	1,82	0,21	
9	Neuendorf	H 6,800	67,50	47,38	89,33	1,32	1,89	0,51	
10	Zempin	U 17,000	53,75	53,75	57,87	1,08	1,08	0,21	
11	Bansin	U 34,000	77,75	40,60	99,90	1,28	2,46	0,28	
12	Rostocker Heide	158,500	85,25	74,95	89,33	1,05	1,19	0,53	
13	Rostocker Heide	160,250	98,50	64,90	89,70	0,91	1,38	0,40	
14	Vitte	H 10,200	67,75	62,05	61,07	0,90	0,98	0,12	
	Mittelwerte (1-14)		59,04	48,32	76,95	1,55	1,77	0,32	

¹⁾ nicht feststellbar; wahrscheinlich Landanschluß landwärts verlängert und Pfähle am Kopf zerstört

Tabelle 3. Parameter der einreihigen Holzpflabuhnen in den Testgebieten (Pflabdurchmesser, Pflababstand, Durchlässigkeit)

Nr.	Testgebiet; Küstenabschnitt	Küsten- kilometer Kkm	mittl. Pflabdurchmesser (PD)			mittl. Pflababstand (PA)			PA PD			mittl. Durchlässigkeit (DU)		
			Landseitige Hälfte (cm)	seesitige Hälfte (cm)	Gesamt (cm)	Landseitige Hälfte (cm)	seesitige Hälfte (cm)	Gesamt (cm)	Landseitige Hälfte (l)	seesitige Hälfte (l)	Gesamt (l)	Landseitige Hälfte (%)	seesitige Hälfte (%)	Gesamt (%)
1	Kühlungsborn	122,500	19,2	20,1	19,6	3,0	3,4	3,2	0,16	0,17	0,16	12,9	14,4	13,9
2	Markgrafenheide	153,250	23,2	26,9	25,0	8,5	19,7	14,1	0,37	0,73	0,56	26,8	42,1	36,0
3	Graal	161,500	21,7	25,8	23,9	2,3	2,8	2,6	0,11	0,11	0,11	9,6	9,9	9,8
4	Dierhagen	173,500	21,3	23,1	22,2	3,0	3,4	3,2	0,14	0,15	0,15	12,3	12,8	12,6
5	Wustrow	175,500	24,6	27,3	25,9	2,2	2,8	2,5	0,09	0,10	0,10	8,3	9,1	8,9
6	Ahrenschoop	181,750	19,3	22,9	21,2	11,4	15,3	13,4	0,59	0,67	0,63	37,2	39,9	38,7
7	Vordarfß	183,500	20,1	21,8	21,0	8,0	14,5	11,4	0,40	0,67	0,54	28,0	39,9	35,0
8	Zingst	208,500	24,4	26,4	25,4	16,0	23,8	19,9	0,65	0,90	0,78	39,6	47,3	43,9
9	Neuendorf	H6,800	24,7	25,6	25,2	2,2	2,3	2,3	0,09	0,09	0,09	8,1	8,2	8,2
10	Zempin	U17,000	22,2	25,5	23,9	12,5	19,7	16,2	0,56	0,77	0,68	35,8	43,6	40,3
11	Bansin	U34,000	28,5	27,8	27,2	9,2	13,0	11,1	0,35	0,47	0,41	25,7	31,4	28,9
12	Rostocker Heide	158,500	25,1	28,0	26,6	4,4	11,8	8,3	0,18	0,42	0,31	14,6	29,5	23,7
13	Rostocker Heide	160,250	25,6	26,6	26,1	4,7	15,1	9,9	0,18	0,57	0,37	15,6	36,1	25,9
14	Vitte	H10,200	24,6	27,9	26,3	9,6	11,4	10,5	0,39	0,41	0,40	28,0	28,8	28,5
	Mittelwerte (1-14)		23,0	25,4	24,3	6,9	11,4	9,2	0,30	0,45	0,38	21,6	28,1	25,3

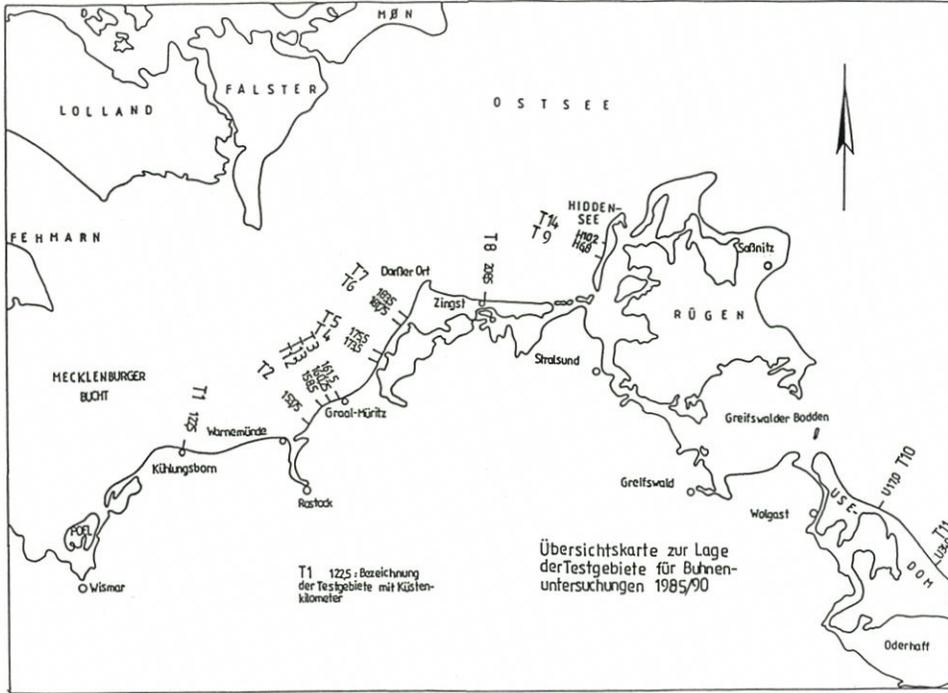


Abb. 1: Übersichtskarte zur Lage der Testgebiete für Buhnenuntersuchungen 1985/90

lastung (bei grober Einteilung) in Abb. 2 dargestellt. Bestimmend wirkt die Neigung. Bei einer maßgebenden Wellenlänge λ_b zwischen 25 und 30 m erreichen Buhnen bei mittlerem Belastungsgrad und flachen Neigungen $m_4 = 80$ bis 100 eine Länge $BL = 50$ bis 80 m; bei steilen Neigungen $m_4 = 50$ bis 60 dagegen $BL = 30$ bis 50 m. Die Testgebiete zeigen, daß es zweckmäßig ist, bei der Bestimmung der Buhnenlänge die angestrebte seewärtige Uferlinienverlagerung zu berücksichtigen. Zum Bauzeitpunkt sollen daher die relativen Parameter BL_o/λ_b über denen der Wirkungsbedingungen nach erfolgten positiven morphologischen Änderungen BL_t/λ_b liegen. Dies ist beispielsweise bei den Bauten der 80er Jahre (Testgebiete 11 bis 13) ausdrücklich der Fall (Abb. 2 oben und unten; Tabelle 2).

Der Buhnenabstand BA steht in engem Zusammenhang zur Buhnenlänge BL, weshalb auch der dimensionslose Verhältniswert BA/BL verwendet wird. Abb. 3 zeigt aber ebenso die Beziehung von BA zur Durchlässigkeit der Buhne und zur Küstenbelastung. Durch die morphologischen Veränderungen sind auch hier die Situationen „Bauzeitpunkt“ mit BL_o und „Meßzeitpunkt“ mit BL_t unterschiedlich, wobei im allgemeinen bei der angestrebten seewärtigen Uferlinienverlagerung $BA/BL_t > BA/BL_o$ gilt. Die Testgebiete weisen den Vorzugsbereich zwischen $BA/BL = 1$ bis 2,5 bei $DU \rightarrow 0\%$ und $BA/BL = 0,8$ bis 1,5 bei $DU = 35\%$ aus. Große Buhnenabstände, die zu $BA/BL = 4$ führen würden, sind bei Holzpfahlbuhnen selbst bei geringster Durchlässigkeit oder nahezu vollständiger Dichte ($DU \rightarrow 0\%$) generell nicht im Einsatz. Offenbar ist dann für einen ausreichenden Eingriff in die hydrodynamischen Vorgänge der Bauwerksquerschnitt zu leicht. Das Testgebiet 1 (Kühlungsborn) muß hier ausgenommen werden; es erfährt danach einen zusätzlichen überprägenden Einfluß.

Mit der traditionellen Einteilung in dichte und offene Buhnen ist die Rolle der Durchlässigkeit DU charakterisiert (Abb. 4). Während dichte Buhnen über die ganze Buhnenlänge

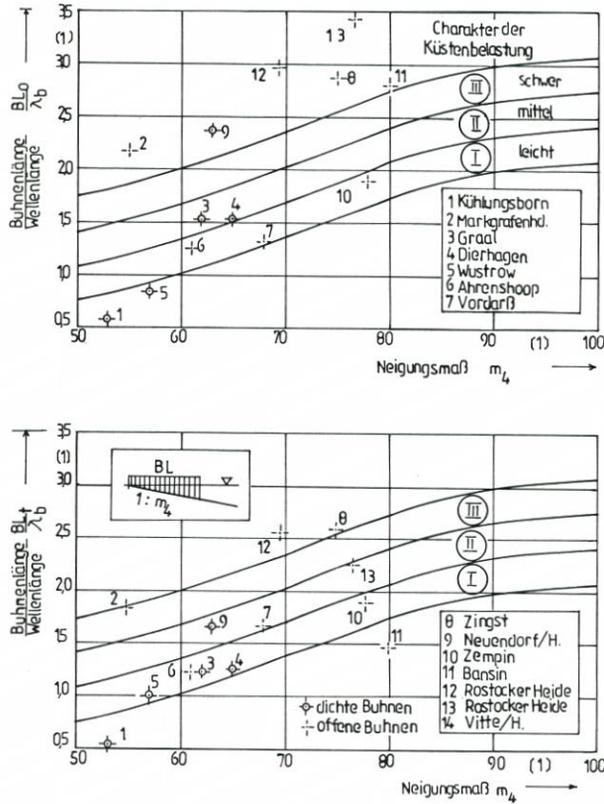


Abb. 2: Verhältnis von Bühnenlänge, maßgeb. Wellenlänge, Schorreinigung und Küstenbelastung bei einreihigen Holzpfahlbuhnen (BL/λ_b : oben zum Bauzeitpunkt; unten zum Meßzeitpunkt)

gleichbleibend geringste Pfahlabstände besitzen, zeigt das Konstruktionsschema der offenen Bühnen (Abb. 5) in Richtung See eine gestaffelte Abstandsvergrößerung. Die gemessenen Durchlässigkeiten (Tabelle 3) entstammen dem Aufmaß 1985/90, bei dem stellvertretend für die Gesamtheit der Pfähle einer Bühne immer jeder 5. Pfahl und jeder 5. Abstand (5; 10; 15; . . . ; n-5) ab Uferlinie bestimmt wurden. Außer der Gesamtdurchlässigkeit wurde im Interesse einer vergleichenden Aussage die Durchlässigkeit der land- und seeseitigen Bühnenhälfte ermittelt.

Abb. 4 zeigt, daß seit dem Bühnenbau der 80er Jahre (Testgebiete 11 bis 13) die Durchlässigkeit stufenlos zwischen 8% und 45% verwendet wird. Dies entspricht der Variation der Einsatzbedingungen in der Natur. Die frühere Praxis, nach der entweder dichte ($DU = 8$ bis 15%) oder offene Bühnen ($DU = 35$ bis 45%) eingesetzt wurden und der Durchlässigkeitsbereich $DU = 15$ bis 35% nicht zur Anwendung kam, ist zu Ende. Nach Meinung des Autors könnte die Grenze zwischen dichten und offenen Bühnen (will man die Begriffe beibehalten) bei $DU = 20\%$ liegen. Die Verwendung von $DU > 35\%$ sollte aber im allgemeinen nicht bei Standardbühnen eines Systems, sondern nur bei Bühnensystemabschlüssen (Auflösungen) erfolgen. Die nahezu unveränderte Lage der Werte aus den Testgebieten 6, 8 und 10 ($BA/BL_t \approx BA/BL_0$) in Abb. 3 deutet auf eine ungenügende Wirkung von Bühnen mit $DU > 35\%$ hin.

Interessant ist im Zusammenhang mit der Durchlässigkeit die Feststellung, die aus Abb. 2

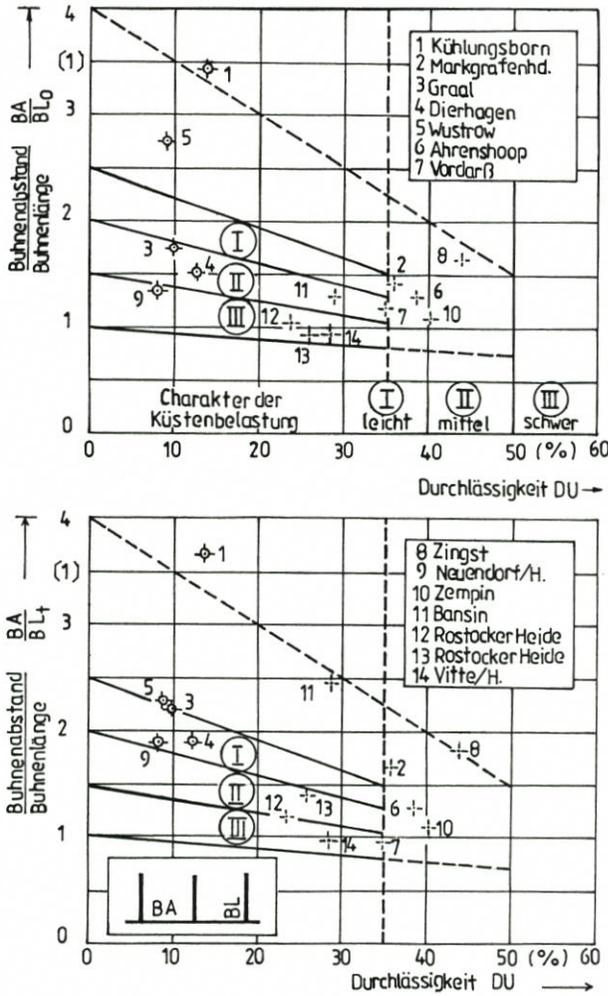


Abb. 3: Verhältnis von Buhnenabstand, Buhnenlänge, Durchlässigkeit und Küstenbelastung bei einreihigen Holzpfahlbuhnen (BA/BL: oben zum Bauzeitpunkt; unten zum Meßzeitpunkt)

sichtbar wird: Bei steilen Neigungen ($m_4 < 65$) kommen dichte Buhnen ($DU < 20\%$), bei flachen Neigungen ($m_4 > 65$) offene Buhnen ($DU > 20\%$) zum Einsatz.

Beispiele für die Staffelung der Pfahlabstände und der Durchlässigkeit (laut Projekt) von offenen Buhnen sowie für die dabei erreichte Gesamtdurchlässigkeit (DU an ausgeführten Buhnen gemessen) gibt Abb. 5. Die Durchlässigkeit im Bereich der Uferlinie soll klein gehalten werden ($PA_a \rightarrow 0$).

Mit einer positiven Wirkung auf den Sandhaushalt im Buhnensystem selbst ist eine negative im nachbarlichen, unverbauten Küstenbereich verbunden, die sogenannte Lee-Erosion. Ursache ist die unmittelbar anschließend an die letzte Buhne neu angefachte Brandungsströmung, die durch die hier wieder unbeeinflusst gegen das Ufer anlaufenden Wellen bei schrägem Auftreffwinkel entsteht. Die Strömung besitzt ein Sedimenttransportvermögen, welches nach Sättigung trachtet und daher Sandaufnahme und Abtransport erzeugt.

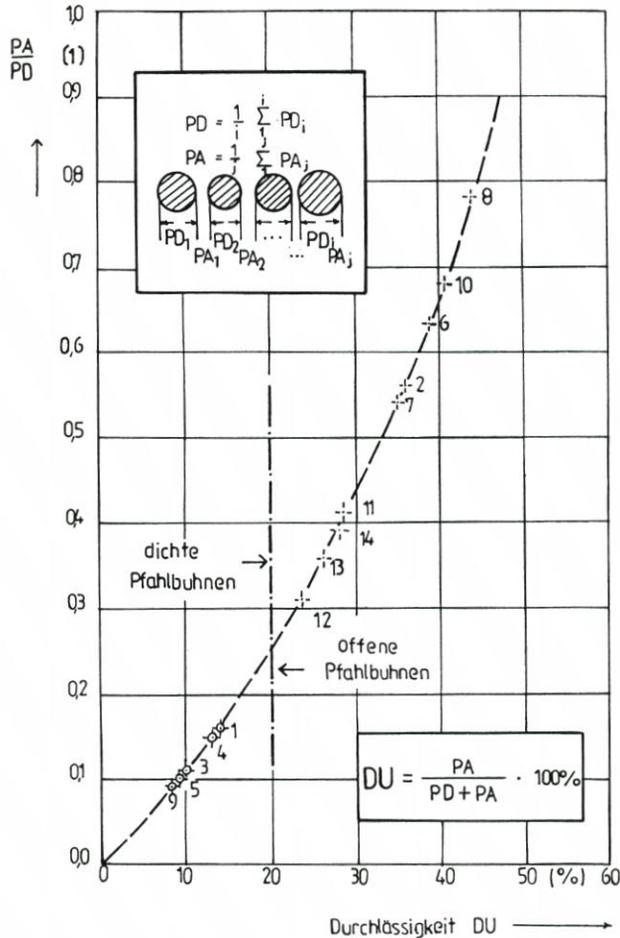


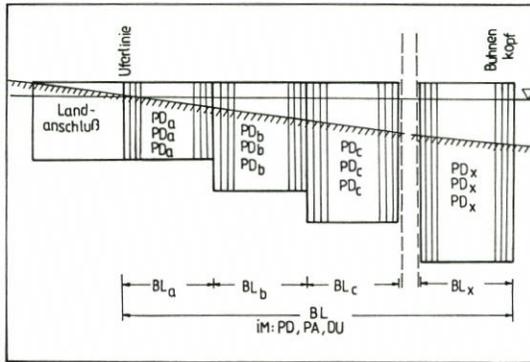
Abb. 4: Gemessene Durchlässigkeit von einreihigen Pfahlbuhnen an der Ostseeküste (PA Pfahlabstand; PD Pfahldurchmesser; DU Durchlässigkeit)

Da diese nicht durch die geringere Sandzufuhr aus dem angrenzenden Buhnenbereich (vermindertes Transportvermögen der Strömung durch Buhneneinfluß) ausgeglichen wird, herrscht Lee-Erosion mit Sedimentmangel und verstärktem Küstenrückgang, oft auf einer Länge vom Mehrfachen des Buhnenabstandes BA.

Der Unterbindung oder Verminderung der Lee-Erosion dient daher die gestaffelte Auflösung des Buhnenystems, bei der schrittweise über mehrere Buhnenfelder der Einfluß des Schorreverbau aufgehoben wird und gleichzeitig die Brandungsströmung mit ihren Wirkungen entsteht und Feld für Feld zunimmt. Die Auflösung ist durch Änderung der maßgeblichen Buhnenparameter BL, BA und DU, einzeln (Abb. 6) oder kombiniert möglich. Aufgrund von hydrodynamischen Überlegungen fanden die Verkürzung von BL (Abb. 6a) oder die Vergrößerung von BA (Abb. 6b), mit möglicherweise Heranführung einer vor den Buhnenköpfen laufenden küstenparallelen Strömung oder Schaffung von Einzelbuhnen ohne Systemwirkung, im Buhnenbau Mecklenburg-Vorpommerns keine Anwendung. Vielmehr wird seit Anfang der 70er Jahre die Variation der Durchlässigkeit DU (Abb. 6c, Tabelle 4)

lf. Nr.	Testgebiet			Bühnenlänge im Baujahr					Pfählabstand lt. Projekt				DU gemessen
	System	Kkm	Baujahr	BL	BL _a	BL _b	BL _c	BL _d	PA _a	PA _b	PA _c	PA _d	
				m	m	m	m	m	cm	cm	cm	cm	%
2	Markgrafhd.	15325	1971	6285	1885	10,0	10,0	24,0	10	15	20	25	36,0
8	Zingst	20850	1964	8840	1440	24,0	24,0	26,0	10	15	20	25	43,9
10	Zempin	U1700	1962	5375	675	15,0	15,0	17,0	10	15	20	25	40,3
11	Bansin	U3400	1980	7775	1800	2775	32,0		≈ 3	10	15		28,9
12	Rost Heide	15850	1986	8525	4525	20,0	20,0		≈ 3	10	15		23,7
13	Rost Heide	16025	1981	9850	5850	20,0	20,0		≈ 3	10	15		25,9
14	Vitte	H1020	1972	6775	1675	11,0	21,0	19,0	10	15	20	25	28,5

a) Beispiele der abgestuften Pfählabstände sowie der gemessenen Gesamtdurchlässigkeit



b) Konstruktionsschema

Abb. 5: Staffelung der Durchlässigkeit bei offenen, einreihigen Pfahlbuhnen

praktiziert. Dabei wird nach dichten Standardbuhnen des Systems eine Auflösung über drei oder vier Stufen bei Verwendung von fünf oder sechs Bühnen gewählt. Bei offenen Standardbuhnen dagegen werden Auflösungen mit zwei oder drei Stufen mit jeweils einer Bühne eingesetzt. Der Grundgedanke zur Dimensionierung der Pfählabstände $PA_Z = 1,5 \cdot PA_{Z-1}$ geht auf SCHOMANN (1970) zurück. Er ist im Beispiel Zempin (Tabelle 4) durchgehend verwirklicht. Die anderen Fälle zeigen Abwandlungen.

Schließlich noch einige Bemerkungen zur Kronenhöhe der Pfahlbuhnen. Aus allen vorangegangenen Darstellungen geht hervor, daß ein Bühnensystem dann die günstigsten Bedingungen für einen ausgeglichenen Sedimenthaushalt schafft und die geringste Lee-Erosion hervorruft, wenn das Sediment aus der dominierenden und der entgegengerichteten Brandungsströmung in möglichst gleichem Maße zur Akkumulation gebracht wird. An der mecklenburgisch-vorpommerschen Ostseeküste erzeugen die häufigen Südwest- und Westwinde über weite Strecken die dominierende Brandungsströmung von West nach Ost. Dabei herrschen Mittelwasser und Wasserstände mit ein oder zwei Dezimetern darunter. Anders bei Nord- und Nordostwinden und der entgegengerichteten Brandungsströmung; mit ihr sind häufig Wasserstände mit mehreren Dezimetern über Normal, bei Einzelereignissen auch mit mehr als einem Meter über Normal verbunden. Die Krone der Bühnen muß also aus funktionellen Gründen die für Holzpfähle mögliche Höhe von 0,5 bis 0,6 m über Normal ausschöpfen.

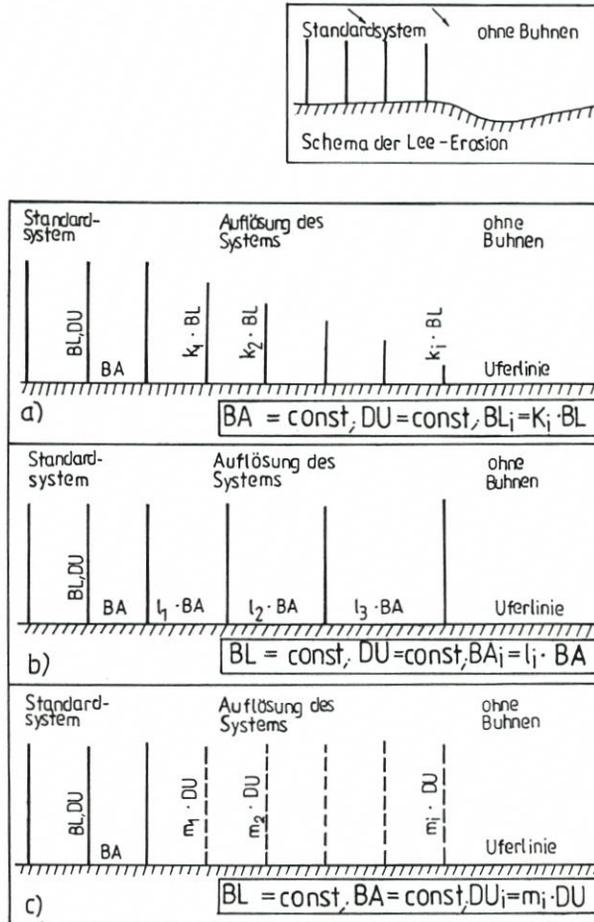


Abb. 6: Gestaffelte Auflösung von Bunnensystemen beim Übergang in einen natürlichen, unverbauten Küstenabschnitt a) Verkürzung von BL, b) Vergrößerung von BA, c) Vergrößerung von DU

Von den Testgebieten haben das System Dierhagen mit i. M. 0,63 m über Normal die größte und die Systeme Ahrenshoop und Vitte/Hiddensee mit i. M. 0,12 m über Normal die geringste Kronenhöhe. Während bei den älteren Systemen eine möglichst große Höhe angestrebt wurde, führte man in den 60er Jahren als Standardhöhe 0,2 m über Normal ein, wofür es nach Ansicht des Autors keine akzeptable Begründung gab. Erst in den 80er Jahren wurden wieder Bühnen mit 0,5 m über Normal gerammt. Die Abbildungen 7 und 8 zeigen das 1936 vor Neuendorf/Hiddensee gerammte Bunnensystem mit der mittleren Kronenhöhe 0,51 m über Normal und einer mittleren Durchlässigkeit von 8,2 %. Anders dagegen das Bunnensystem Vitte/Hiddensee, was auf den Abb. 9 und 10 sichtbar ist. Die hier abgebildeten Bühnen wurden im Jahre 1972 gebaut, besitzen eine mittlere Kronenhöhe von 0,12 m über Normal und eine mittlere Durchlässigkeit von 28,5 %.

Tabelle 4. Beispiele für ausgeführte Auflösungen (Abschlüsse) von Bühnensystemen an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern

Nr. System	Baujahr	Standardbühne (Z=0)				Auflösung														
		PA _a	PA _b	PA _c	PA _d	1. Stufe (Z=1)		2. Stufe (Z=2)		3. Stufe (Z=3)		4. Stufe (Z=4)								
		PA _a	PA _b	PA _c	PA _d	n	PA _a	PA _b	PA _c	PA _d	n	PA _a	PA _b	PA _c	PA _d	n	PA _a	PA _b	PA _c	PA _d
1	Zempin	10	15	20	25	1	15	23	30	38	1	23	35	45	57					
2	Glowe		dicht			4	10	15	20	25	1	15	23	38		1	23	35	57	
3	Bansin	15				1	10	15	20	25	1	15	25	30	40	1	20	35	45	55
4	Wustrow		dicht			2	dicht	10	15		1	dicht	10	15	20	1	10	20	25	

PA Pfahlabstände in cm; PA_a ... PA_d nach Schema in Bild 5; n Anzahl der Bühnen je Stufe



Abb. 7: Buhnensystem Neuendorf/Hiddensee mit BL_t (i. M.) = 47,4 m und BA (i. M.) = 89,3 m; Baujahr 1936 (Foto: D. WEISS; Aug. 1990)

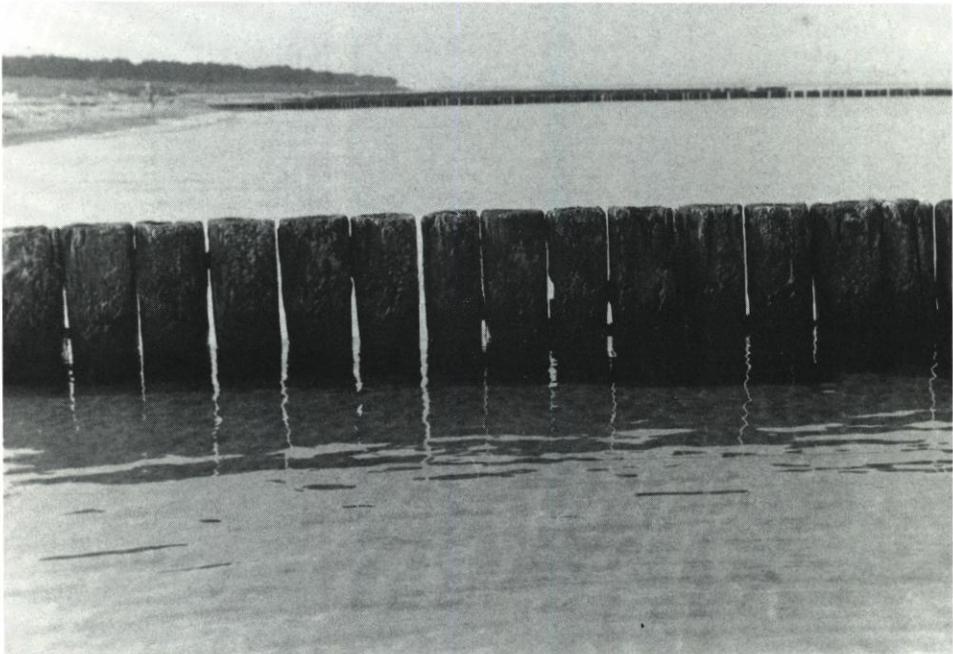


Abb. 8: Buhnensystem Neuendorf/Hiddensee; dichte, einreihige Pfahlbuhnen aus Holzpfählen mit begradigten Seiten, mit DU (i. M.) = 8,2% und KH (i. M.) = 51 cm über Normal (Foto: D. WEISS; 29. 8. 1990 bei Wasserstand 5 cm unter Normal)

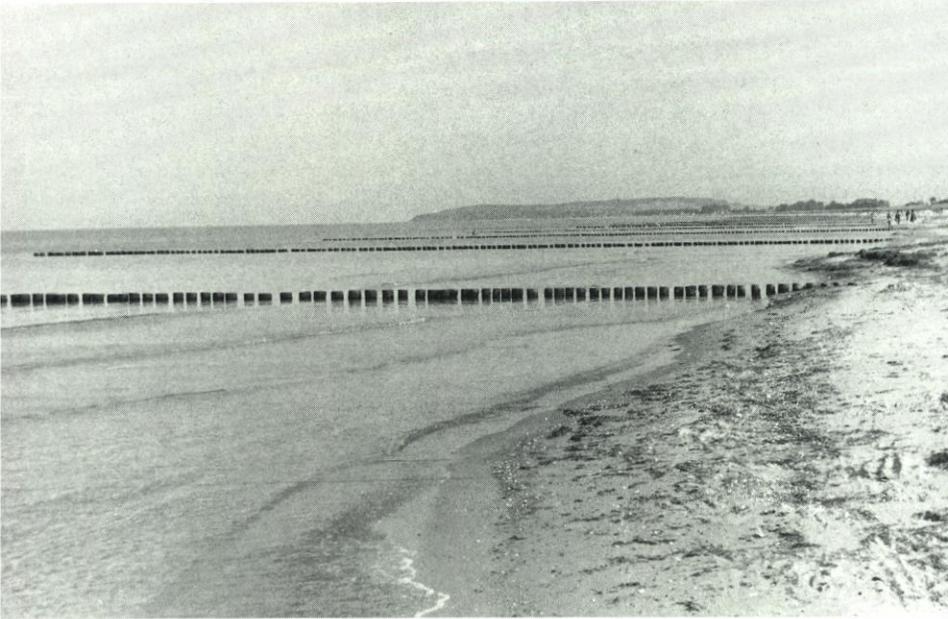


Abb. 9: Buhnensystem Vitte/Hiddensee mit BL_{τ} (i. M.) = 62,1 m und BA (i. M.) = 61,1 m; Baujahr 1972
(Foto: D. WEISS; Aug. 1990)

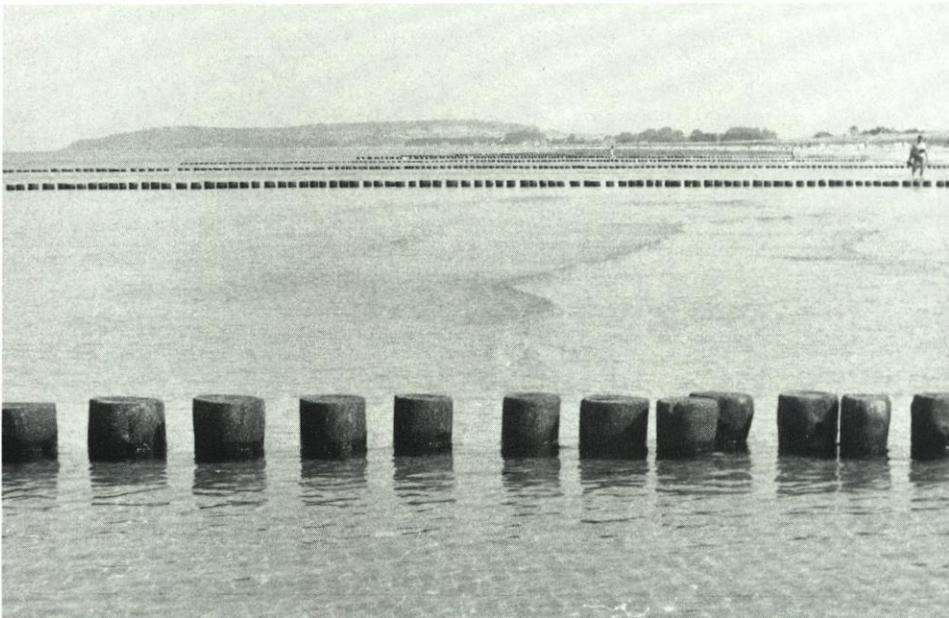


Abb. 10: Buhnensystem Vitte/Hiddensee; offene, einreihige Holzpfahlbuhnen mit DU (i. M.) = 28,5 %
und KH (i. M.) = 12 cm über Normal (Foto: D. WEISS; 29. 8. 1990 bei Wasserstand 5 cm unter Normal)

2.3 Wirkungen

Die dargestellten Untersuchungsergebnisse sind nicht in der Lage, den Wirkungsmechanismus der Buhnen zu erklären. Statt dessen wurde der Frage nachgegangen, in welchem Umfang und über welche Zeit die errichteten Buhnen die Schorre des Flachwasserbereiches stabilisieren, ihre Mobilität einschränken können. Erfahrungen über die Lebensdauer von Holzpfahlbuhnen sind vorhanden. Holzpfähle mit im Mittel 25 cm Durchmesser werden aus Standsicherheitsgründen zwei Drittel der notwendigen Pfahllänge in den Boden gerammt. Abhängig von hydro- und sedimentdynamischen Verhältnissen und der Instandsetzungsarbeit erreichen derartige Buhnen ein Alter von 50 Jahren und mehr (Abb. 7 und 8). Zur Frage nach dem räumlichen und zeitlichen Ausmaß der Buhnenwirkung sind für 10 Testgebiete mit Hilfe von über 200 Einzelprofilen (Wasserlinie bis 4 m Tiefe) aus einem Zeitraum bis zu 40 Jahren Buhnenexistenz sogenannte Typusprofile bestimmt worden (Abb. 11). Der Auswer-

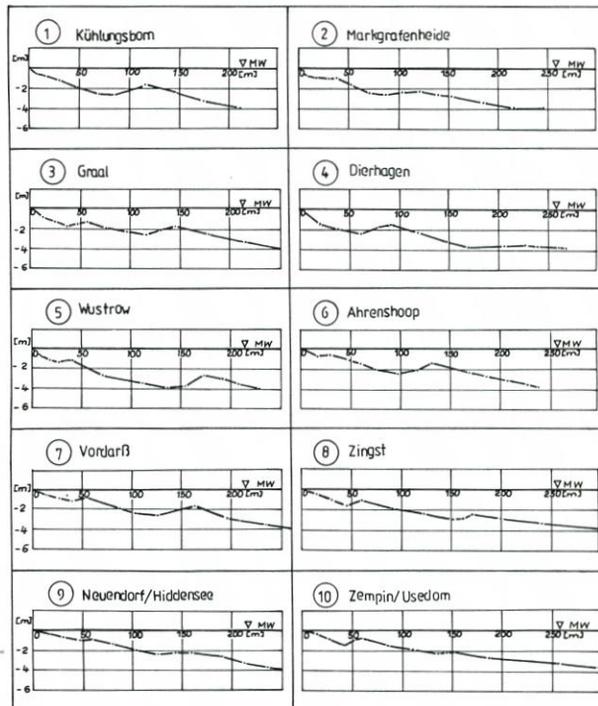


Abb. 11: Fiktive morphologische Profile (Typusprofile) im Bereich von 10 Buhnentestgebieten

tung lag das morphologische Schema nach Abb. 12 (oben) zugrunde. Dabei entstanden die Typusprofile durch Mittelbildung für jeweils gleiche morphologische Punkte der nach dem Schema gegliederten Einzelprofile. Zur Kennzeichnung der Morphodynamik der ufernahen Schorre wurde die Variation von Uferentfernung (L) und Tiefe (d) des Hauptriffs ermittelt. Jeweils sind die Extremwerte (gemäß Schema) für L und d in Absolutgrößen (Meter) bestimmt und dargestellt worden (Abb. 12). Außerdem wurde das Verhältnis der Schwankungsbreite (Max-Min) zum „morphologischen Mittelwert“ im jeweiligen Testgebiet ausgewiesen. Aus

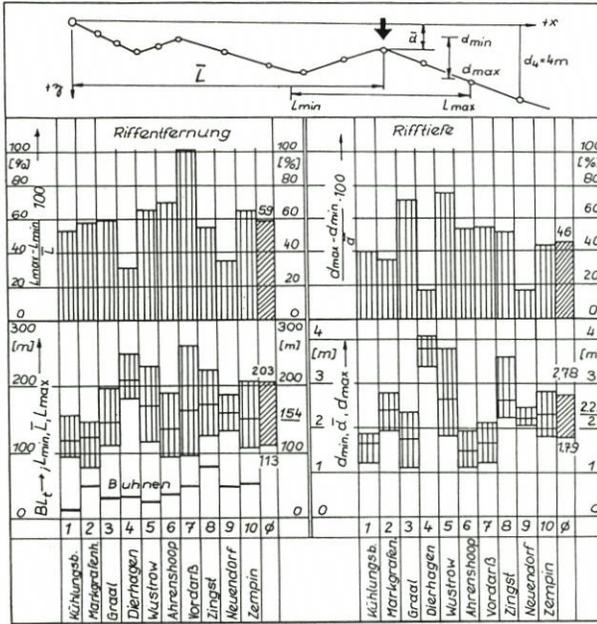


Abb. 12: Veränderungen der Riffmorphologie im Bereich von 10 Buhnentestgebieten

den Daten der 10 Abschnitte errechnen sich für die Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern folgende mittlere Bedingungen zur Riffdynamik:

$$\begin{aligned} \bar{L} &= 154 \text{ m; } L_{\min} = 113 \text{ m; } L_{\max} = 203 \text{ m sowie} \\ \frac{(L_{\max} - L_{\min})}{\bar{L}} \times 100 &= 59 \% \\ \bar{d} &= 2,25 \text{ m; } d_{\min} = 1,79 \text{ m; } d_{\max} = 2,78 \text{ m sowie} \\ \frac{(d_{\max} - d_{\min})}{\bar{d}} \times 100 &= 46 \% \end{aligned}$$

Demgegenüber stehen die mittlere Buhnenlänge zum Meßzeitpunkt, $BL_t = 48,32 \text{ m}$ (Tabelle 2) sowie die einzelnen Buhnenlängen (Abb. 12). Es kann festgestellt werden, daß in einer Uferentfernung von dem Mehrfachen der Buhnenlänge die Mobilität des Haupttriffs als Kennzeichen der Schorredynamik abläuft.

Offenbar findet die Bauwerkswirkung im wesentlichen innerhalb der Buhnenfelder, also zwischen Buhnenwurzel und Buhnenkopf, ihren Niederschlag. In Abb. 13 sind die mittleren Uferlinienveränderungen in den Testgebieten, bezogen auf die Situation zum Zeitpunkt des Buhnenbaus, aufgeführt. Verminderung des Rückgangs, Stabilisierung der Uferlinie oder Zuwachs und seawärtige Verlagerung der Uferlinie sind die Formen. Je nach dem räumlichen und zeitlichen Ausmaß dieser Wirkungen sind Strandverbreiterung und Sandaufhöhung die Folge und damit wiederum eine Reduzierung der Belastung von Düne oder Kliff. Damit ist ein Beispiel für den engen Zusammenhang zwischen Küsten- und Hochwasserschutz an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern gegeben.

Zur Wertung der Buhnenwirkungen (Abb. 13) sind die hydro- und sedimentdynamischen Verhältnisse der jeweiligen Küstenabschnitte, ihre Stellung innerhalb des Sedimentbilanzsystems, maßgebend. Neuendorf/Hiddensee z. B. hat, bezogen auf die Gesamtaußenküste der Insel, den Charakter der Transitstrecke (nach GURWELL, WEISS, ZIELISCH, 1982),

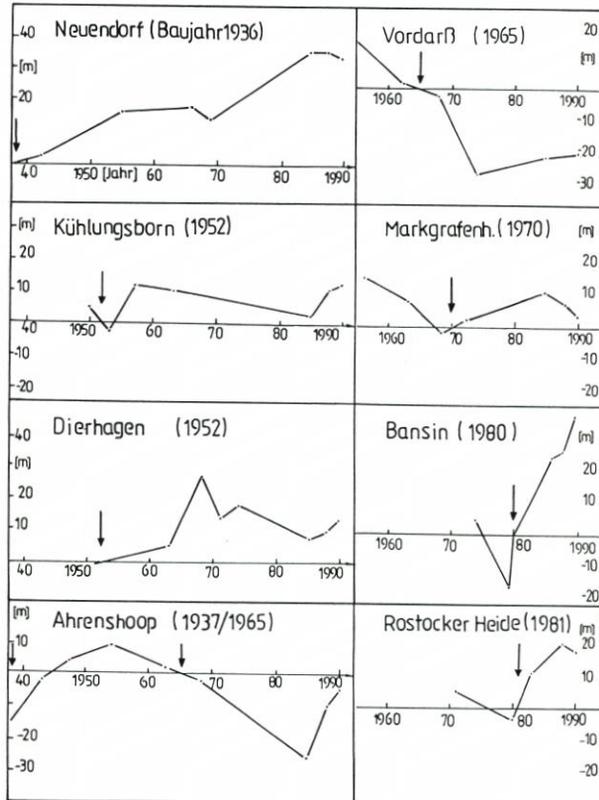


Abb. 13: Mittlere Uferlinienveränderung in 8 Testgebieten bezogen auf das Jahr des Bühnenbaus

weshalb die Bühnen die deutliche seewärtige Verlagerung von Uferlinien erwirken konnten. Die anderen Abschnitte besitzen einen negativen Sedimenthaushalt und sind langfristig im Rückgang begriffen. Bemerkenswert ist dabei die Situation in den Testgebieten Ahrenshoop und Vordarß. Hier waren 1937 etwa 100 m lange, dichte Stahlbühnen (Spundwand-Bühnen) gerammt worden, wonach auch eine deutliche seewärtige Uferlinienverlagerung einsetzte. Wahrscheinlich aber sorgten die zunehmende Seegangbelastung infolge der laufenden Schorvertiefung im Bereich der Streichlinie und der defekte, lückenhafte Zustand der Stahlbühnen (Sandschliff, Korrosion) für die Abnahme und schließlich für das Ende der Akkumulationswirkung. Mitte der 50er Jahre begann die Rückverlagerung der Uferlinie. Nach der Stahlbühnenbeseitigung wurden 1965 die einreihigen offenen Holzpfahlbühnen gerammt, die allerdings die eingesetzte Uferlinienrückverlagerung bis landwärts der Situation während des Stahlbühnenbaus nicht stoppen konnten.

Die Darstellung der Uferlinienveränderung, also von Zuwachs und Rückgang in der Zeit zeigt einen unterschiedlichen Verlauf in den einzelnen Bühnenfeldern (Abb. 13). Als Gemeinsamkeit fällt aber der Zuwachs in Verbindung mit dem Zeitpunkt des Bühnenbaus auf. Als Maximalwert für den Zuwachs wurden mit Hilfe der verfügbaren Registrierungen 37 Meter bestimmt. Der Durchschnittswert für die gemessenen Uferlinienveränderungen (alle Abschnitte, gesamte Zeitdauer seit Bau) durch einreihige Holzpfahlbühnen bei natürlichem Sedimenthaushalt liegt bei 7,2 m Zuwachs. Aber es steht der Sedimenthaushalt eines einzelnen

Abschnitts im engen Zusammenhang mit dem übergeordneten Bilanzsystem. Buhnen können daher nicht den negativen Sedimentcharakter eines Abschnittes verändern und dauerhaft den Rückgang verhindern.

Leider existieren kaum gesicherte Meßdaten, nach denen der Zeitpunkt bestimmt werden kann, an dem die Uferlinie wieder die Ausgangslage vor dem Buhnenbau erreicht hat. Bei einer Reihe von Buhnensystemen wurde gerade in den letzten Jahren durch Sandaufspülung im nachbarlichen Küstenabschnitt (z. B. bei Kühlungsborn, Markgrafeneheide, Dierhagen, Ahrenshoop) auch der Sandhaushalt der Buhnenfelder indirekt künstlich angereichert. Wenn dadurch auch die Untersuchungen über die Buhnenwirkung auf die natürliche Morpho- und Sedimentdynamik gestört ist, läßt sich die Erhöhung der Lagestabilität der „künstlich“ seawärts verschobenen Uferlinie durch die Buhnen bestätigen.

3. Wertung, Ausblick

An den 40 oder 50 Jahre alten einreihigen Holzpfehlbuhnen, die mit äußerst geringer Durchlässigkeit und großen Kronenhöhen gebaut wurden, sind bei durchschnittlich negativem Sedimenthaushalt Erfolge in der Uferlinienstabilisierung nachweisbar. Gleichzeitig aber brachte der abrupte Übergang von den wirkungsvollen Bauten in die unverbauten Nachbarabschnitte Probleme der Lee-Erosion, an Flachküstenabschnitten Gefährdungen der Hochwassersicherheit. Buhnensysteme wurden deshalb oft verlängert. Eine Abhilfe sollten offene Buhnen mit großer Durchlässigkeit und geringer Kronenhöhe, beides über das ganze Buhnensystem, schaffen. Dieser in den 60er und 70er Jahren beschrittene Weg hat aufgrund der stark reduzierten Wirkung ausdrückliche Zweifel an der prinzipiellen Eignung von Buhnen aufkommen lassen.

Mit der Entwicklung der in ihrer Durchlässigkeit gestaffelten Systemabschlüsse und durch die als Ergebnis der Untersuchungen vorliegenden Empfehlungen zu Länge, Abstand, Durchlässigkeit und Kronenhöhe der Standardbuhnen eines Systems wurde eine veränderte Situation geschaffen, die prägend für Neubau und Rekonstruktion der vorhandenen Buhnen sein kann. Ein Buhnensystem besteht danach aus einem wirkungsvollen Zentrum und aus den im Einfluß schrittweise zurücktretenden Abschlüssen. Eine besondere Wertung erfährt der uferliniennahe Teil der Standardbuhnen. Kronenhöhe und Dichtigkeit sind hier Voraussetzung für die wichtigste angestrebte Einflußnahme, d. h. für die Sandanreicherung am oberen Schorrehang und die Stabilisierung oder seawärtige Verlagerung der Uferlinie. Die in der Regel bei steileren Neigungen und mit geringerer Länge gebauten dichten Buhnen erfüllen diese Bedingungen. Dagegen haben an Küstenabschnitten mit flachen Schorreneigungen die langen Buhnen größere Durchlässigkeitswerte, wobei sie seawärts zunehmen. Hier muß in Uferliniennähe auf ausreichende Dichtigkeit geachtet werden.

Bei den Buhnenbauten der 80er Jahre wurden auf Anregung des Autors die genannten Grundsätze schrittweise eingeführt (Testgebiete 11 bis 13 in Abb. 2 (Kronenhöhe) und Abb. 5 (PA)). Bei den Maßnahmen 1990/91, Neubau wie Rekonstruktion, werden die Empfehlungen gleichfalls verwirklicht. Dabei gibt das System Warnemünde/West erstmalig Gelegenheit zu mehrjährigen Beobachtungen der hydro- und morphodynamischen Vorgänge vor, während und nach dem Buhnenbau.

4. Schriftenverzeichnis

- GURWELL, B. R., WEISS, D. und ZIELISCH, E.: Beitrag zur Charakterisierung von physiographischen Einheiten und Bilanzsystemen an Ostseeküstenstrecken der DDR. Zeitschrift für geol. Wissenschaften, 10, Berlin, 1982.
- JÄGER, B. und WEISS, D.: Untersuchungen zur Wirkungsweise von Buhnen in ausgewählten Küstenabschnitten. Teil 1 Testgebiete (Weiss), Teil 2 Kataster (Jäger). WWD Küste Warnemünde, 1986/1990 (unveröff. Bericht).
- KOLP, O.: Untersuchungen über die Wirksamkeit von Seebuhnen mit farbigem Sand. Beiträge zur Meereskunde, Berlin, H. 17/18, 1966.
- PETERSEN, M.: Das deutsche Schrifttum über Seebuhnen an sandigen Küsten. Die Küste, Jg. 9, 1961.
- STÖVER, H. P.: Buhnen als Küstenschutz. In: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981. Die Küste, H. 36, 1981.
- STUDEMANN, H.: Persönliche Mitteilung, 1966.
- WEISS, D.: Sicherungsmaßnahmen an Flach- und Steilküsten der DDR-Ostseeküste und ihre Wirkungen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, 54, Berlin 1989.

Die Veränderung der Scheitelhöhen hoher Sturmfluten in Hamburg

Von HANS ROHDE

Zusammenfassung

An der Küste erfolgt der säkulare Anstieg der Sturmflutscheitel in etwa gleichem Maße wie der des MThw. In einem Tidefluß wird die Höhe der Sturmflutscheitel dagegen nicht nur durch die Höhe der Sturmflutscheitel an der Küste und die Änderung des MThw dort bedingt, sondern auch durch Baumaßnahmen im und am Fluß beeinflusst. Für Sturmfluten, deren Scheitel in Cuxhaven 2,0 m und mehr über MThw eintraten, wird für verschiedene Zeitabschnitte vom Ende des 18. Jahrhunderts bis zur Gegenwart untersucht, wie die Entwicklung der Scheitelhöhen derselben Sturmfluten in Hamburg war. Daraus ergeben sich Hinweise auf die Wirkung der seit 1962 ausgeführten Baumaßnahmen an der Elbe.

Summary

The secular rise of the maximum storm surge water levels in the coastal zone is of the same order of magnitude as that of MThw. On the other hand, the maximum water levels in estuaries depend not only on the values of MThw at the coast but also on the influence of local construction measures. An analysis is made of the maximum storm surge water levels in Hamburg for different time periods between the 18. century and the present, for the case of maximum water levels at Cuxhaven in excess of MThw + 2 m. In this manner, conclusions can be drawn on the effect of the construction measures in the Elbe since 1962 on the storm surge water levels in Hamburg.

Inhalt

1. Einleitung	255
2. Der säkulare Anstieg des MThw und sein Einfluß auf die Sturmflutscheitelhöhen.	226
3. Die Entwicklung der Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg 1901 bis 1990	229
4. Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg vor 1901.	234
5. Schlußbetrachtung	236
6. Schriftenverzeichnis	239

1. Einleitung

Seit dem Ende des 18. Jahrhunderts sind in Cuxhaven und Hamburg Pegel vorhanden, an denen für längere Zeitabschnitte regelmäßige Wasserstandsmessungen ausgeführt worden sind. Es waren zunächst nur Lattenpegel, an denen Höhe und Eintrittszeit der am Tage eingetretenen Thw und Tnw registriert wurden. Bis 1843 sind größere Lücken in den Aufzeichnungen vorhanden. Ab 1843 liegen für Hamburg fast lückenlose Aufzeichnungen der Thw und Tnw vor; seit 1863 ist der Pegel Hamburg-St. Pauli ein Schreibpegel.

In Cuxhaven wurden von 1843 bis 1863 zwischen 5 Uhr und 20 Uhr alle Thw und Tnw nach Zeit und Höhe registriert, ab 1863 wurden auch die nachts eingetretenen Extremwerte der Tidekurve durch eine Stellvorrichtung in ihrer Höhe erfaßt. Seit 1899 arbeitet in Cuxhaven ein Schreibpegel.

Einzelheiten über die an beiden Orten seit dem Ende des 18. Jahrhunderts vorgenommenen Wasserstandsmessungen sind von ROHDE (1976) geschildert. Insgesamt ist also für eine Zeit von etwas mehr als 200 Jahren ein sehr umfangreiches Datenmaterial vorhanden, das nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgewertet werden kann und dadurch wertvolle Aussagen ermöglicht.

Im folgenden soll die Veränderung der Höhenlage der Scheitelwerte hoher Sturmfluten in Hamburg im Vergleich mit Cuxhaven dargestellt werden. Die Entwicklung an den beiden Orten verlief unterschiedlich. Eine wesentliche Ursache dafür sind offensichtlich die verschiedenen Baumaßnahmen, die im Laufe der Zeit an der Tideelbe ausgeführt worden sind. Anhand von Modellrechnungen haben SIEFERT und HAVNOE (1988) den Einfluß der einzelnen zwischen 1950 und 1980 in der Tideelbe ausgeführten Baumaßnahmen auf die Höhe hoher Sturmfluten untersucht. Diese Ergebnisse sollen mit den Aussagen der vorliegenden, rein empirischen Arbeit verglichen werden, die die Zeitspanne von 1788 bis 1990 erfaßt.

2. Der säkulare Anstieg des MThw und sein Einfluß auf die Sturmflutscheitelhöhen

Seit an der deutschen Nordseeküste regelmäßige Wasserstandsbeobachtungen ausgeführt werden, wird ein Anstieg des MThw festgestellt. Er ist nicht gleichmäßig, vielmehr sind an allen Küstenpegeln mehr oder weniger große Schwankungen festzustellen, die aber zum größten Teil an den verschiedenen Orten gleichsinnig verlaufen. Durch übergreifende Mittelbildungen und auch durch Mittelung zwischen den an den verschiedenen Orten gewonnenen Werten lassen sich mehr oder weniger stark geglättete Ganglinien des MThw herstellen, wie sie in den letzten Jahrzehnten von zahlreichen Autoren mitgeteilt worden sind, z. B. von ROHDE (1964 und 1977), JENSEN (1984), FÜHRBÖTER u. JENSEN (1985) sowie FÜHRBÖTER (1986). Die Ganglinien der Küstenpegel zeigen im allgemeinen vom Beginn der Beobachtungen bis in die zwanziger Jahre des 20. Jahrhunderts einen mittleren Anstieg des MThw von etwa 25 bis 35 cm pro Jahrhundert, dann für die nächsten 4 bis 5 Jahrzehnte einen wesentlich schwächeren und in den letzten 20 Jahren wieder einen verstärkten Anstieg. Auf die möglichen Ursachen dieser Entwicklung soll hier nicht eingegangen werden, insbesondere auch nicht auf die Frage, ob der stärkere Anstieg in der letzten Zeit ein Hinweis auf die Auswirkung des Treibhauseffektes sein könnte. Sichere Aussagen dazu sind heute noch nicht möglich. Insgesamt läßt sich sagen, daß der mittlere Anstieg des MThw an der deutschen Nordseeküste seit Beginn der regelmäßigen Pegelbeobachtungen bis zur Gegenwart mit 20 bis 30 cm oder etwa mit 25 cm im Jahrhundert angesetzt werden kann.

In den Tideflüssen liegen die Verhältnisse anders. Hier wirken sich die im Laufe der Zeit ausgeführten Baumaßnahmen aus. So ist z. B. in der Ganglinie des MThw von Tönning durch den Bau der Eiderabdämmung Nordfeld 1936 ein Sprung von 14 cm eingetreten, der sich in der Ganglinie übergreifender Mittelwerte als eine Strecke mit besonders starker Steigung ausdrückt (ROHDE, 1964). Nach Inbetriebnahme des mündungsnahen Eidersperrwerks 1972 werden alle hohen Tiden gekehrt, so daß die MThw-Ganglinie oberhalb des Sperrwerks abgesunken ist. Dabei hängt die Höhe des jährlichen MThw in Tönning von der Anzahl der Sperrungen ab. 1981 lag MThw in Tönning mit PN + 593 cm um 52 cm niedriger als MThw 1971, dem Jahr vor Inbetriebnahme des Eidersperrwerks. Die Differenz des MThw Tönning zum MThw von Büsum und Husum betrug 1981 sogar 72 cm bzw. 74 cm. Während MThw in Tönning in den Jahren zwischen 1960 und 1971 eine ähnliche Höhe hatte wie das MThw in Husum und Büsum, hat es in den letzten 10 Jahren zwischen 36 cm und 74 cm niedriger gelegen.

In Hamburg ist die Ganglinie der 19jährigen Mittel des MThw vom Ende des 18. Jahrhunderts bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts um etwa 10 cm angestiegen, also etwas geringer als der säkulare MThw-Anstieg in Cuxhaven während derselben Zeit betragen hat (ROHDE, 1971). Danach verlief die Ganglinie des MThw für viele Jahrzehnte etwa horizontal, um erst seit 1940 (1931/49) stark anzusteigen. Die Ganglinie von Cuxhaven stieg dagegen bis 1923 (1914/32) mit etwa 25 cm im Jahrhundert stetig an und verlief von 1923 bis 1968 wesentlich flacher. Erst danach ist wieder ein stärkerer Anstieg zu erkennen (LÄNDER-ARBEITSGRUPPE, 1988). Wenn man mit guter Näherung annehmen kann, daß die MThw-Ganglinie von Cuxhaven das Verhalten des MThw an der Küste der inneren Deutschen Bucht ohne wesentliche Störung wiedergibt, so ist dagegen der Verlauf der Ganglinie von Hamburg durch zahlreiche Ausbaumaßnahmen in der Tideelbe und im Hamburger Hafen zu erklären. Den grundsätzlichen Einfluß von Baumaßnahmen auf die Wasserstände in einem Tidefluß hat erstmals HENSEN (1941) dargestellt. Von HENSEN (1955) und ROHDE (1971) werden diese Grundsätze auf die Wasserstandsentwicklung in der Tideelbe angewandt.

Mit ersten Stromregelungsmaßnahmen in der Elbe wurde Mitte des vorigen Jahrhunderts im Hamburger Stromspaltungsgebiet und etwas unterhalb im Bereich Blankenese/Schulau begonnen. Die Baggermengen waren relativ gering. Der Pegel St. Pauli lag dabei zunächst in der Regelungsstrecke, so daß ein Absinken des MThw zu erwarten war. Es wurde aber durch den allgemeinen Anstieg des MThw an der Elbmündung kompensiert. Die Ausbaumaßnahmen wurden dann stromabwärts fortgesetzt, wobei nach 1900 eine deutliche Zunahme der Baggermengen zu verzeichnen war (ROHDE, 1971; KEIL, 1985). Das daraus zu erwartende Ansteigen des MThw in Hamburg wurde nun aber ausgeglichen durch die gleichzeitig ständige Vergrößerung der Flächen der Hafenbecken in Hamburg (HENSEN, 1955; ROHDE, 1971, Abb. 23). Als nach 1914 die Hafensflächen nur noch geringfügig zunahm, war der allgemeine säkulare Anstieg des MThw an der Küste auch nur noch gering, wie die Ganglinie von Cuxhaven zeigt. Entsprechend verlief die MThw-Ganglinie von Hamburg weiterhin horizontal. Der starke Anstieg des MThw ab 1940 (1931/49) ist wohl auf die nach dem 2. Weltkrieg wieder einsetzende stärkere Baggerung zur Wiederherstellung des 10 m tiefen Fahrwassers und die dann in kurzen Zeitabständen folgenden Fahrwasservertiefungen auf 11 m, 12 m und 13,5 m unter KN zurückzuführen, für die große Baggermengen erforderlich waren (ROHDE, 1971; KEIL, 1985). Es erfolgte keine Kompensierung mehr wie früher durch Vergrößerung der Hafensfläche, sondern im Gegenteil eher eine Verstärkung des Anstiegs durch die Abdämmung von Nebenarmen (z.B. Alte Süderelbe) und das Zuschütten von Hafenbecken.

Interessant ist die Entwicklung der Differenz zwischen dem MThw an der Küste (Cuxhaven) und Hamburg. Da von der Mitte des 19. Jahrhunderts bis etwa 1920 das MThw in Cuxhaven stetig anstieg, in Hamburg aber bis um 1940 horizontal verlief, nahm die MThw-Differenz zwischen beiden Orten allmählich von etwa 40 cm bis auf 20 cm ab. Seit etwa 1935 wird die Differenz wieder größer, da die MThw-Ganglinie in Hamburg wesentlich stärker ansteigt als in Cuxhaven. Die Differenz hat seit dem Minimum von 20 cm zwischen etwa 1920 und 1935 auf gegenwärtig 55 cm (1986/90) zugenommen. Diese Entwicklung läßt sich aus Abb. 4 des Berichtes der LÄNDER-ARBEITSGRUPPE (1988) deutlich ablesen. In Abb. 1 sind die Differenzen der jährlichen MThw von Hamburg und Cuxhaven sowie die fünfjährigen Mittel dargestellt. Sie zeigen die oben geschilderte Entwicklung im einzelnen.

Grundsätzlich muß sich der säkulare Anstieg des MThw an der Küste, der nach den obigen Ausführungen im Mittel mit 25 cm im Jahrhundert angesetzt werden kann, auch auf die Höhe der Sturmflutscheitel auswirken. Nun ist aber jede Sturmflut eine Einzelercheinung, bei der die Höhe des eingetretenen Scheitelwertes von sehr vielen Faktoren abhängig ist.

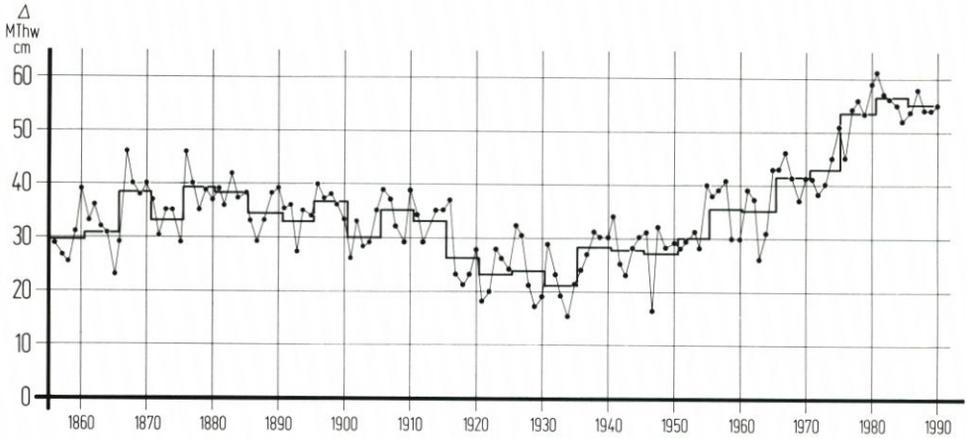


Abb. 1. Differenz zwischen den MThw Hamburg und Cuxhaven (Jahresmittel und fünfjährige Mittel)

Würden für den Ablauf einer Sturmflut nach 100 Jahren genau die gleichen Randbedingungen wieder vorliegen (u. a. gleicher Verlauf der Vortiden, gleiche Windverhältnisse, gleiche topographische Verhältnisse), so müßte der Scheitel der Sturmflut um den säkularen MThw-Anstieg an der Küste höher eintreten, also um etwa 25 cm. Ein solcher Fall kann jedoch völlig ausgeschlossen werden. Man kann allenfalls erwarten, anhand der Auftragung einer langen Zeitreihe von hohen Sturmflutscheiteln einen Trend des Anstiegs der Sturmflutscheitel zu erkennen. Für solche Zeitreihen liegen Daten vor, die aus Zeiten stammen, die zum Teil weit vor dem Beginn regelmäßiger Pegelaufzeichnungen liegen. Von einigen besonders schweren historischen Sturmfluten sind nämlich für mehrere Küstenorte die Scheitelhöhen überliefert, sei es durch Höhenmarken an Gebäuden oder durch Hinweise in der Literatur, bei denen ein Bezug zu modernen Höhenmarken möglich ist.

Wie der Verfasser gezeigt hat (ROHDE, 1977), lassen sich bei der Auftragung der Sturmflutscheitel für verschiedene Küstenorte seit dem 16. oder 17. Jahrhundert jeweils durch die Verbindung von zwei extremen Sturmflutscheiteln Begrenzungsgeraden eintragen, die bisher noch bei keiner Sturmflut überschritten worden sind. Ihre Steigung liegt zwischen etwa 20 und 30 cm im Jahrhundert und entspricht damit dem säkularen Anstieg des MThw an der deutschen Nordseeküste. Dabei entstehen Begrenzungsgeraden an den verschiedenen Orten durch die Verbindung ganz unterschiedlicher Sturmfluten, z. B. Emden 1570/1906, Dangast 1717/1825, Bremerhaven 1717/1962 und Cuxhaven 1825/1976. Abb. 2 zeigt die aus ROHDE (1977) entstammende Darstellung der höchsten Sturmflutscheitelwerte von Cuxhaven seit 1717 und die zwischen den Scheitelwerten von 1825 und 1976 eingetragene Begrenzungsgerade mit einer Steigung von 30 cm im Jahrhundert. Die Darstellung ist ergänzt um die seit 1976 eingetretenen Sturmflutscheitel mit Höhen über PN + 880 cm. Alle neuen Werte liegen unterhalb der Begrenzungsgeraden; es handelt sich also um Sturmfluten, die schwächer als die vom 3. 1. 1976 waren. Ein Sturmflutscheitel mit einer Höhe von 1015 cm über PN hätte im Winter 1989/90 noch im Trend des allgemeinen säkularen küstennahen MThw-Anstiegs gelegen.

Entsprechende Aussagen lassen sich auch für alle anderen Küstenorte treffen, die in der genannten Arbeit dargestellt sind. (Bei Tönning sind wegen des Betriebs des Eidersperrwerks seit 1972 keine Sturmflutscheitel mehr zu verzeichnen gewesen.)

Der säkulare Anstieg des MThw in einem Tidefluß läßt sich dort nicht in gleicher Weise

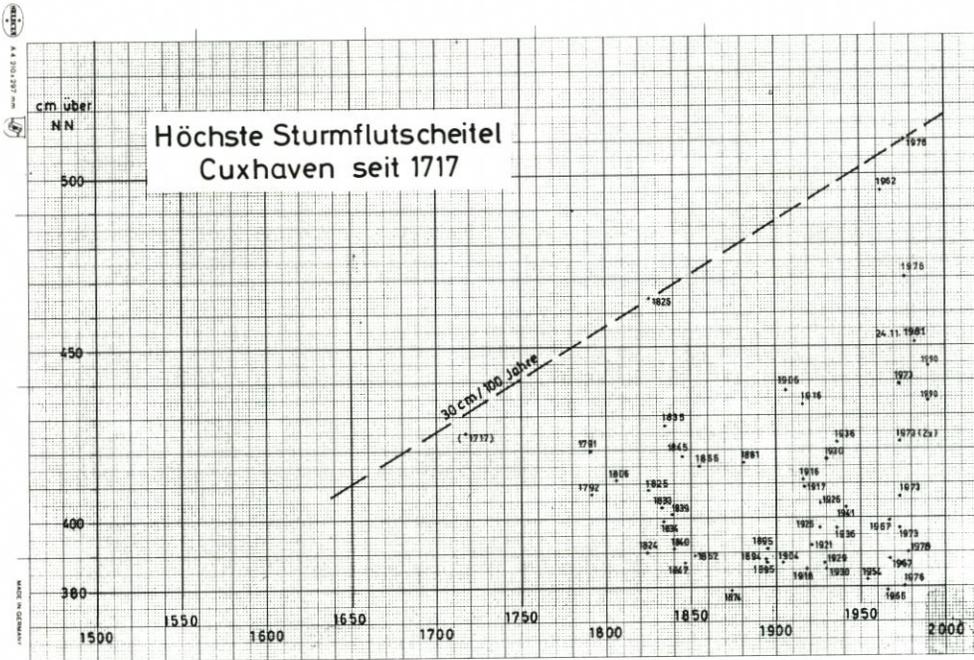


Abb. 2. Die höchsten Sturmflutscheitel in Cuxhaven 1717–1990 nach Rohde (1977)

auf den Anstieg der Sturmflut-Scheitelwasserstände übertragen wie an der Küste. Die verschiedenen Ausbaumaßnahmen im und am Fluß wirken sich ganz unterschiedlich auf niedrige, mittlere und hohe Tiden aus. Eindeichungen im Vorland beeinträchtigen z. B. das MThw nicht, dagegen die Sturmfluten. Dabei ist es für die Höhe der Sturmflutscheitel von Bedeutung, ob durch eine Vordeichung das Hochwasserprofil des Flusses stark eingeschränkt oder ob eine große Einbuchtung in der Deichlinie durch deren Begradigung abgeschnitten wurde. Im ersten Fall ist ein Absinken der Sturmflutscheitel oberhalb der Einschnürung zu erwarten, im anderen Fall ein Anstieg.

3. Die Entwicklung der Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg 1901 bis 1990

Wie schon von ROHDE (1977) erläutert, fällt die Scheitelhöhe der Sturmflut vom 3. 1. 1976 in Hamburg völlig aus dem Rahmen. Sie lag mehr als 70 cm über der Begrenzungsgeraden der Sturmflutscheitel vor 1962. Als Grund wurde angegeben, daß bei allen früheren schweren Sturmfluten an der Unterelbe an zahlreichen Stellen die Deiche gebrochen sind, sich dadurch die Wassermassen der Sturmflutwelle weit über das Flachland ausbreiten konnten und infolgedessen die Sturmflutscheitel in Hamburg weniger hoch aufliefen. Das war zuletzt noch am 17. 2. 1962 der Fall gewesen. Wie Modellversuche des Franzius-Institutes ergeben haben, wäre die Februar-Sturmflut 1962 in Hamburg-St. Pauli 43 cm höher eingetreten, wenn die Deiche der Unterelbe zwischen Hamburg und Cuxhaven nicht gebrochen wären (NASNER u. PARTENSKY, 1977). In ähnlicher Weise werden auch die Scheitel der schwersten Sturmfluten früherer Jahrhunderte erniedrigt worden sein, denn von allen sind zahlreiche Deichbrüche mit großen Überflutungen an der Unterelbe bekannt, und ihre Scheitelhöhen liegen in der

Nähe einer mit 25 cm bzw. 28 cm pro Jahrhundert steigenden Begrenzungsgeraden, die sich aus der Verbindung der Scheitelhöhen von 1756 und 1962 ergibt (ROHDE, 1977). Im Januar 1976 war es nur zu sehr wenigen Deichbrüchen gekommen, und die Überflutungsflächen waren klein. Man kann daher – vielleicht etwas überspitzt – sagen, daß Hamburg jahrhundertlang davon profitiert hat, daß die Deiche an der Unterelbe bei sehr schweren Sturmfluten nicht standgehalten haben.

Von den nach dem 3. 1. 1976 eingetretenen hohen Sturmflutscheiteln lag nur der vom 24. 11. 1981 mit PN + 1081 cm 6 cm über der Begrenzungsgeraden der Sturmflutscheitel vor 1962; er lag noch um 64 cm unter dem Scheitel vom 3. 1. 1976. Der Scheitel vom 27./28. 2. 1990 lag mit PN + 1075 cm noch 3 cm unter der Begrenzungsgeraden (vgl. Abb. 7). Die Scheitel beider Sturmfluten lagen aber in Cuxhaven 44 cm bzw. 61 cm niedriger als der Scheitel vom 16. 2. 1962, hätten also wahrscheinlich in der Unterelbe auch vor Ausführung der modernen Deichverstärkungen keine oder nur wenige Deichbrüche hervorgerufen. Wenn beide Sturmfluten in Cuxhaven in der Höhe eingetreten wären wie die Sturmflut von 1962 und man annimmt, daß sie um die genannten Differenzbeträge in Hamburg höher aufgelaufen wären, so hätten ihre Scheitel in Hamburg noch wesentlich höher gelegen als nur um den Betrag, um den 1962 die Deichbrüche den Scheitelwert abgesenkt hatten.

Der Gedanke lag nun nahe, einmal alle Sturmfluten mit einer besonders großen Scheitelhöhe in Hamburg in ihrer Abhängigkeit von der Scheitelhöhe in Cuxhaven aufzutragen. Dafür wurde die vom Referat Hydrologie Unterelbe, Cuxhaven, erarbeitete Zusammenstellung der Sturmfluten von 1901 bis 1984 (REF. HYD., 1985) herangezogen. Dankenswerterweise hat das Referat Hydrologie Unterelbe (Prof. Dr. SIEFERT) dem Verfasser eine Ergänzung der genannten Zusammenstellung zur Verfügung gestellt, die bis zum 28. Februar 1990 (Sturmflut Nr. 191) reicht. Es wurden alle Sturmfluten berücksichtigt, deren Scheitel in Cuxhaven mehr als 2,0 m über dem MThw des jeweiligen Jahres lagen, insgesamt 82 Scheitelwerte. Eine erste Auftragung zeigte, daß diese Sturmfluten deutlich in zwei unterschiedliche Kollektive zerfallen und zwar in die Sturmfluten bis einschließlich 1967 (Kollektiv A) und ab 1968 (Kollektiv B). Abb. 3 zeigt die Auftragung der am Pegel Hamburg-St. Pauli aufgetretenen Scheitelhöhen der 57 Sturmfluten des Kollektivs A von 1901 bis 1967 in Abhängigkeit von der Scheitelhöhe in Cuxhaven. Außerdem ist die Ausgleichsgerade eingetragen, deren Gleichung mit

$$Y = -194,75 + 1,252 X \quad (\text{Gerade A})$$

ermittelt wurde*). Das Kollektiv ist recht geschlossen, der Korrelationskoeffizient beträgt 0,867.

Der Sturmflutscheitel Nr. 78 (16./17. 2. 1962) liegt in der Nähe der Ausgleichsgeraden. Nur der Scheitelwert Nr. 94 kann als „Ausreißer“ bezeichnet werden; er ist in Hamburg relativ zu hoch eingetreten. Es handelt sich dabei um die Sturmflut vom 23./24. 2. 1967. Die Scheitelwerte der beiden benachbarten hohen Sturmfluten (Nr. 90 vom 30. 11./1. 12. 1966 und 95 vom 28. 2./1. 3. 1967) liegen dagegen ganz in der Nähe der Ausgleichsgeraden. Eine Ursache für die zu hohe Lage des Scheitels Nr. 94 kann möglicherweise der hohe Oberwasserzufluß gewesen sein, der nach REF. HYD. (1985) für Nr. 94 1692 m³/s, Nr. 95 1430 m³/s und Nr. 90 774 m³/s betragen hat. Diese Abflüsse sind das Mittel der letzten 6 Tage vor der Sturmflut. Bei einigen früheren Sturmfluten des Kollektivs A waren die Abflüsse zwar noch

*) Die Korrelationsrechnungen wurden von Herrn Dr.-Ing. Jensen von der Außenstelle Küste der Bundesanstalt für Wasserbau in Hamburg ausgeführt, wofür ihm der Verfasser sehr dankbar ist.

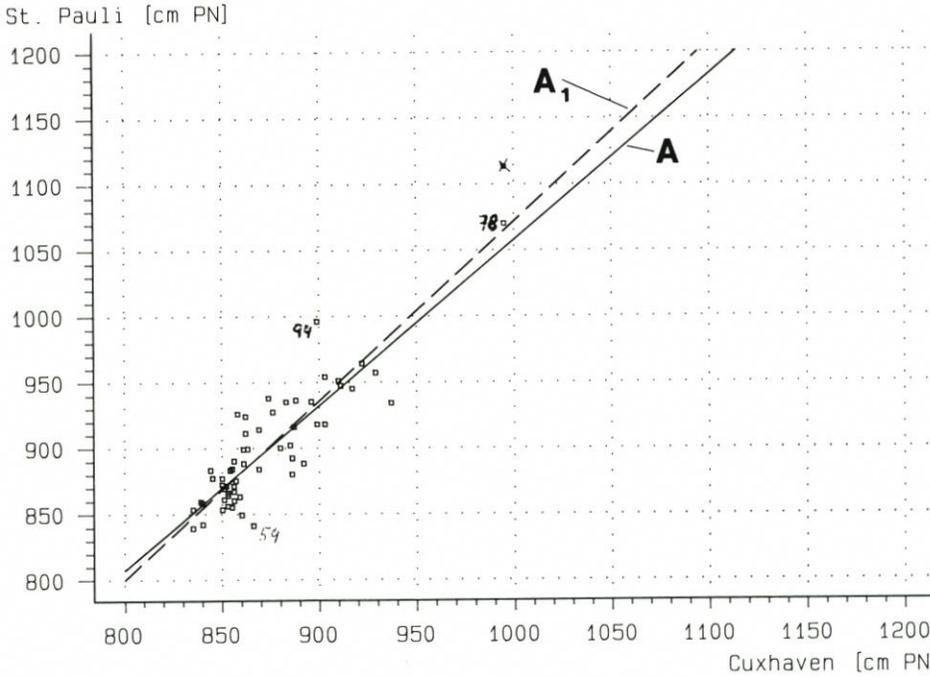


Abb. 3. Die Abhängigkeit hoher Sturmflutwasserstände in Hamburg-St. Pauli von den Sturmflutscheitelhöhen in Cuxhaven (1901–1967) (Gerade A)

größer als bei Nr. 94, trotzdem lagen die Punkte in der Nähe der Ausgleichsgeraden. Bei der Sturmflut Nr. 94 waren mit den Absperrungen von Seeve, Billwerder Bucht sowie Vering- und Schmidtkanal (alle Sperrwerke seit 1966 in Betrieb) jedoch gerade im Hamburger Bereich Baumaßnahmen wirksam geworden, die in Verbindung mit hohem Oberwasserzufluß zu einer verhältnismäßig hohen Lage des Sturmflutscheitels geführt haben können. Die größte Abweichung nach unten hat im Kollektiv A der Sturmflutscheitel Nr. 59 vom 24. 10. 1949. Hier war der Oberwasserzufluß mit $232 \text{ m}^3/\text{s}$ besonders niedrig.

Daß der Sturmflutscheitel vom 17. 2. 1962 in der Nähe der Ausgleichsgeraden liegt, ist eigentlich verwunderlich. Der Scheitelwert war, wie die Modellversuche ergeben haben, infolge der Deichbrüche und Überflutungen 43 cm zu niedrig eingetreten. Alle anderen Sturmflutscheitel des Kollektivs A sind dagegen nicht oder nur geringfügig durch Deichbrüche beeinflusst gewesen. Wären 1962 keine Deichbrüche vorgekommen und hätte der Scheitelwert in Hamburg 43 cm höher auf PN + 1113 cm gelegen (als Kreuz in Abb. 3 eingetragen), so wäre er in dem Kollektiv A ein echter „Ausreißer“ gewesen. Auch für diesen Fall wurde eine Korrelationsrechnung ausgeführt. Die Lage der Ausgleichsgeraden wird durch den erhöhten Wert für 1962 nur geringfügig beeinflusst, der Korrelationskoeffizient ist sogar 0,873. In Abb. 3 ist gestrichelt die Ausgleichsgerade A 1 eingetragen, die für diesen Fall gilt.

Als Abb. 4 sind die in St. Pauli eingetretenen Scheitelhöhen der 25 Sturmfluten des Kollektivs B von 1968 bis 1990 dargestellt. Die Gleichung der Ausgleichsgeraden ist:

$$Y = -190,91 + 1,316 X \quad (\text{Gerade B}).$$

Der Korrelationskoeffizient ist mit 0,909 größer als beim Kollektiv A; echte „Ausreißer“ kommen nicht vor.

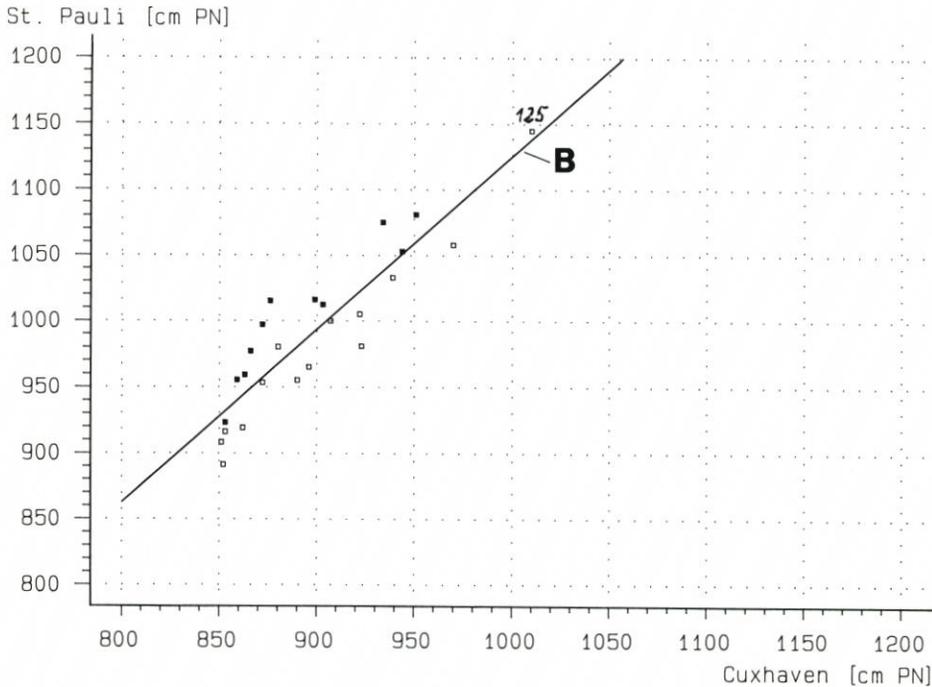


Abb. 4. Die Abhängigkeit hoher Sturmflutwasserstände in Hamburg-St. Pauli von den Sturmflutscheitelhöhen in Cuxhaven (1968–1990) (Gerade B)

Es wurde überlegt, ob sich evtl. eine noch bessere Korrelation ergeben würde, wenn jeder Scheitelwert auf einen mittleren Oberwasserzufluß beschickt würde. Die Auswirkung des Oberwasserzuflusses ist aber nicht konstant. Sie ist u. a. abhängig vom Ausbauzustand der Elbe. Aus hydraulischen Modellversuchen, bei denen die Elbe im Zustand von 1966 nachgebildet war (etwa Beginn des Ausbaus auf KN -12 m), ergab sich für mittlere Tiden eine Erhöhung bzw. Erniedrigung des MThw in Hamburg von $3,5$ cm pro 100 m^3/s Oberwasserzufluß (ROHDE, 1971), nach Modellversuchen mit dem $13,5$ -m-Ausbau von $2,1$ cm pro 100 m^3/s (BAW, 1983). Die Auswirkung des Oberwasserzuflusses auf hohe Tiden ist aber geringer, sie wurde von der LÄNDER-ARBEITSGRUPPE (1988) mit 1 cm pro 100 m^3/s nach Untersuchungen des Dänischen Hydraulischen Instituts angenommen. Da dieser Betrag nur gering ist und man auch nicht weiß, welche Beträge bei den verschiedenen Ausbauzuständen der Elbe seit 1901 anzusetzen wären, wurde von der Berücksichtigung unterschiedlicher Oberwasserzuflüsse abgesehen.

In Abb. 5 sind die beiden Kollektive A und B mit ihren Ausgleichsgeraden zusammen aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, daß fast alle Werte des Kollektivs A unter der Ausgleichsgeraden des Kollektivs B liegen. Die einzige echte Ausnahme ist der schon erwähnte Scheitelwert Nr. 94. Umgekehrt liegen alle Werte des Kollektivs B über der Ausgleichsgeraden des Kollektivs A.

Da die Scheitel aller hier verwendeten Sturmfluten in Cuxhaven größere Höhen als $2,0$ m über MThw erreichten, lagen bei allen Sturmfluten in der Elbemündung etwa gleiche Ausgangsbedingungen vor. Trotzdem erreichten die Sturmfluten nach 1968 in Hamburg wesentlich größere Scheitelhöhen als die von 1901 bis 1967.

Aus dem Abstand der Ausgleichsgeraden ergibt sich der mittlere Anstieg der Scheitelhö-

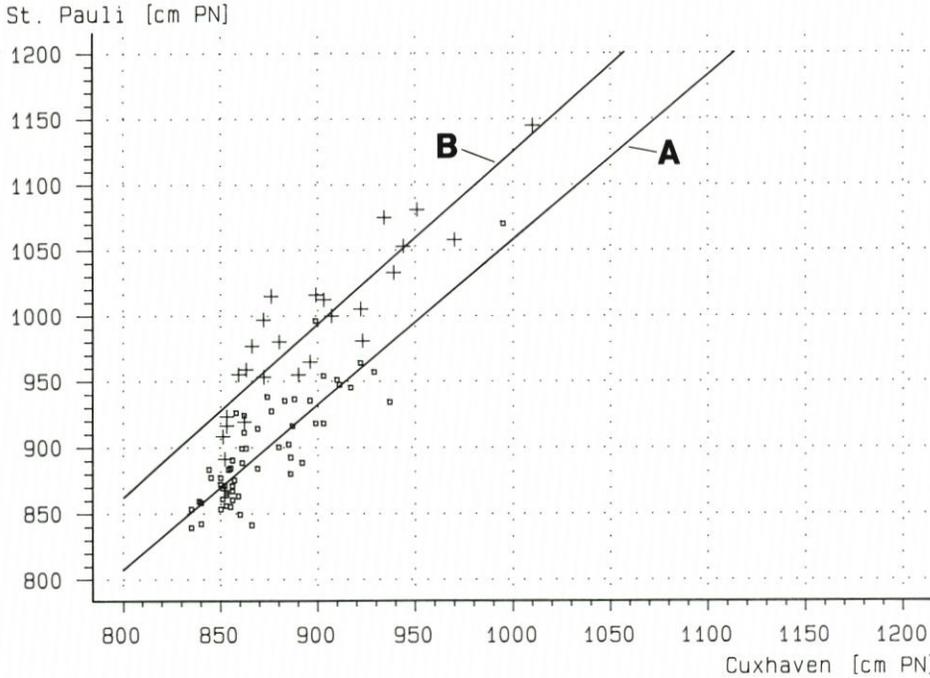


Abb. 5. Die Abhängigkeit hoher Sturmflutwasserstände in Hamburg-St. Pauli von den Sturmflutscheitelhöhen in Cuxhaven (1901–1990) (Geraden A und B)

hen in Hamburg bei Sturmfluten, deren Scheitel in Cuxhaven PN + 850 cm erreichten, von 58 cm, bei Scheitelhöhen in Cuxhaven von PN + 1000 cm von 68 cm. Die Ursache für diese Scheitelerhöhungen kann nur in dem veränderten Zustand der Unterelbe gesehen werden, und zwar sowohl in den Fahrwasserausbauten als auch in den Maßnahmen des Schutzes gegen Sturmfluten – Vordeichungen, Aufhöhen von niedrigen Flächen, Abdämmungen von Nebenarmen, Betrieb von Sturmflutsperrwerken. Vor Mitte 1967 waren nur die oben schon genannten Sperrwerke mit verhältnismäßig kleinen Einzugsgebieten fertiggestellt, die Alte Süderelbe abgedämmt und einige Flächen zwischen Billwerder Bucht und Geesthacht eingedeicht worden (SIEFERT u. HAVNOE, 1988). Danach kamen folgende Sperrwerke in Betrieb (GÄTJEN, 1979): Estemündung (1967), Freiburg (1967), Oste (1968), Lühemündung (1968), Pinnau (1969), Krückau (1969), Baumwall (1969), Nikolaifleet (1969), Schwingemündung (1971), Abbenfleth (1971), Stör (1975), Ilmenau (1974), Wedeler Au (1976), Wischhafener Süderelbe (1978) und Ruthenstrom (1978). Auch die Eindeichungen Hanöfer Sand, Nordkehdingen und Haselder Marsch wurden erst in dem zweiten Zeitabschnitt voll wirksam. Von den Elbeausbauten lagen der 12-m- und der 13,5-m-Ausbau nach 1967 (KEIL, 1985).

Die verschiedenen Maßnahmen in ihrer Auswirkung auf die Erhöhung der Scheitel schwerer und sehr schwerer Sturmfluten im einzelnen zu beurteilen, ist im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht möglich. Eine solche Einzelbewertung wurde anhand von Modellrechnungen von SIEFERT u. HAVNOE (1988) vorgenommen. Dabei wurden 26 Sturmfluten zwischen 1949 und 1983 für die Untersuchungen herangezogen, von denen einige aber in Cuxhaven geringere Scheitelhöhen als 2 m über MThw hatten. Im Gesamtergebnis ergibt sich eine recht gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Untersuchungen. SIEFERT u. HAVNOE gaben als Gesamtwirkung aller Baumaßnahmen zwischen 1950 und 1980 eine Scheitelerhö-

hung von 5 bis 6 dm für Hamburg-St. Pauli an, während sich nach der vorliegenden Arbeit 6 bis 7 dm ergeben. Dabei ist zu berücksichtigen, daß bei den Modellrechnungen einige Maßnahmen, die am Schluß der Arbeit von SIEFERT und HAVNOE (1988) aufgeführt sind, nicht untersucht wurden, so z. B. die Absperrung von Oste und Stör und der Alsterfleete sowie die Einpolderungen im Hafen. Außerdem sind manche Eindeichungsmaßnahmen erst zwischen 1976 und 1981 voll wirksam geworden (SIEFERT u. LASSEN, 1986). In der Summe könnten diese Einflüsse in der Größenordnung von einem Dezimeter liegen.

In diesem Zusammenhang ist von Interesse, daß die Scheitel der ab 1981 eingetretenen Sturmfluten fast ohne Ausnahme über der Ausgleichsgeraden in Abb. 4 liegen, die vor 1981 unter ihr. Die Scheitelwerte von 1981 bis 1990 sind in Abb. 4 als kleine schwarze Quadrate dargestellt, die von 1968 bis 1980 als offene Quadrate. Die Ausgleichsgerade teilt also das Kollektiv B in zwei zeitlich unterschiedliche Teilkollektive. Dieses Verhalten kann so interpretiert werden, daß die Sturmflutscheitel der ab 1981 eingetretenen Sturmfluten gegenüber denen, die zwischen 1968 und 1980 eintraten, noch etwas angestiegen sind.

Lediglich der Einfluß der Fahrwasserausbauten läßt sich aufgrund der vorliegenden Arbeit abschätzen. Die Fahrwasserausbauten wirken sich in erster Linie auf die Lage der mittleren Scheitelwasserstände aus, also auf MTnw und MThw. Dabei interessiert hier nur der Einfluß auf das MThw, der wesentlich geringer ist als der Einfluß auf das MTnw (HENSEN, 1941; ROHDE, 1971). Zwischen 1900 und 1965 lag nach Abb. 1 die Differenz der fünfjährigen Mittelwerte des MThw von Hamburg und Cuxhaven etwa zwischen 20 und 35 cm, im Mittel auf 30 cm. 1965/70 stieg die Differenz auf rd. 42 cm an und liegt gegenwärtig (1986/90) bei 55 cm. Der Anstieg der MThw-Differenz zwischen Hamburg und Cuxhaven beträgt also in dem zweiten Zeitabschnitt im Mittel insgesamt 25 cm und ist wohl zum großen Teil auf die Fahrwasservertiefungen zurückzuführen.

Interessant ist in diesem Zusammenhang, daß die drei deutlich ausgeprägten Sprünge in der Ganglinie der fünfjährigen Mittel der Differenzen der MThw von Hamburg und Cuxhaven in Abb. 1 nach 1945 ungefähr mit den Zeiten übereinstimmen, in denen die 11-m-, 12-m- und 13,5-m-Ausbauten ausgeführt wurden. Etwas wirkt sich auch die Erhöhung der Sturmfluten durch die oben geschilderten Maßnahmen des Sturmflutschutzes auf die Erhöhung des MThw aus. Enthalten sind darin ebenfalls die Auswirkungen von Verkleinerungen des Flutraumes bei mittleren Tiden, z. B. durch das Zuschütten alter Hafenbecken. Der Einfluß der beiden letzten Fahrwasserausbauten auf die Änderung des MThw wird also geringer sein als 25 cm und dürfte etwa 15 bis 20 cm betragen. Die Erhöhung des MThw wirkt sich aber nicht im gleichen Maße auf die Höhenlage der hohen Sturmfluten aus, sondern geringer. Der von SIEFERT u. HAVNOE (1988) angegebene Einfluß der Fahrwasservertiefungen auf die Höhe hoher Sturmfluten, der mit Ausnahme der Sturmflut vom 24./25. November 1981 zwischen 0,5 dm und 1,5 dm angegeben wird, stimmt mit den vorstehenden Überlegungen überein, ebenfalls die mit 2 dm angegebene Erhöhung des MThw.

4. Sturmflutscheitelhöhen in Hamburg vor 1901

Von CHRISTIANSEN u. a. (1985) sind insgesamt 153 Sturmfluthöhen aus der Zeit von 1661 bis 1901 zusammengestellt. Zum Teil sind die Höhen aber nur für einen der Orte Cuxhaven oder Hamburg angegeben. Der Gedanke lag daher nahe, die Scheitelhöhen auch der Sturmfluten, für die sowohl für Hamburg als auch Cuxhaven Daten überliefert sind, in derselben Weise auszuwerten wie für die Zeit ab 1901.

Zunächst soll der Zeitabschnitt von 1855 bis 1900 betrachtet werden. Für diesen

Zeitabschnitt ist die Lage des Pegelnullpunktes von Cuxhaven einwandfrei rekonstruiert worden (LASSEN u. a., 1984), so daß die Scheitelhöhen der Sturmfluten exakt angegeben werden können. CHRISTIANSEN u. a. (1985) hatten allerdings die Umrechnung nach den Angaben von LASSEN u. a. (1984) noch nicht vorgenommen, so daß diese Berichtigung der Scheitelhöhen erst noch ausgeführt werden mußte. Es wurden dann die bei CHRISTIANSEN u. a. (1985) verzeichneten 34 Sturmfluten mit Scheitelhöhen von 2,0 m über MThw Cuxhaven, für die auch für Hamburg Werte vorlagen, in derselben Weise aufgetragen, wie die Kollektive A und B im vorigen Abschnitt (Abb. 6). Für einen weiteren Wert von Cuxhaven fehlt die Angabe der Scheitelhöhe von Hamburg. Die Ausgleichsgerade dieses Kollektivs C hat die Gleichung:

$$Y = -276,47 + 1,346 X \quad (\text{Gerade C})$$

Der Korrelationskoeffizient ist 0,800. Zu diesem Kollektiv ist zu sagen, daß es nicht ganz den Kollektiven A und B gleichwertig ist. Zum einen wurden in Hamburg die Ablesungen von 1855 bis 1863 an einem Lattenpegel vorgenommen, in Cuxhaven sogar bis 1898; sie sind daher weniger genau als die Schreibpegelaufzeichnungen, die den Kollektiven A und B zugrunde liegen. Außerdem fehlen für Cuxhaven möglicherweise zwischen 1855 und 1863 einige Sturmfluten, da dort der Pegel nur zwischen 5 Uhr und 20 Uhr abgelesen wurde.

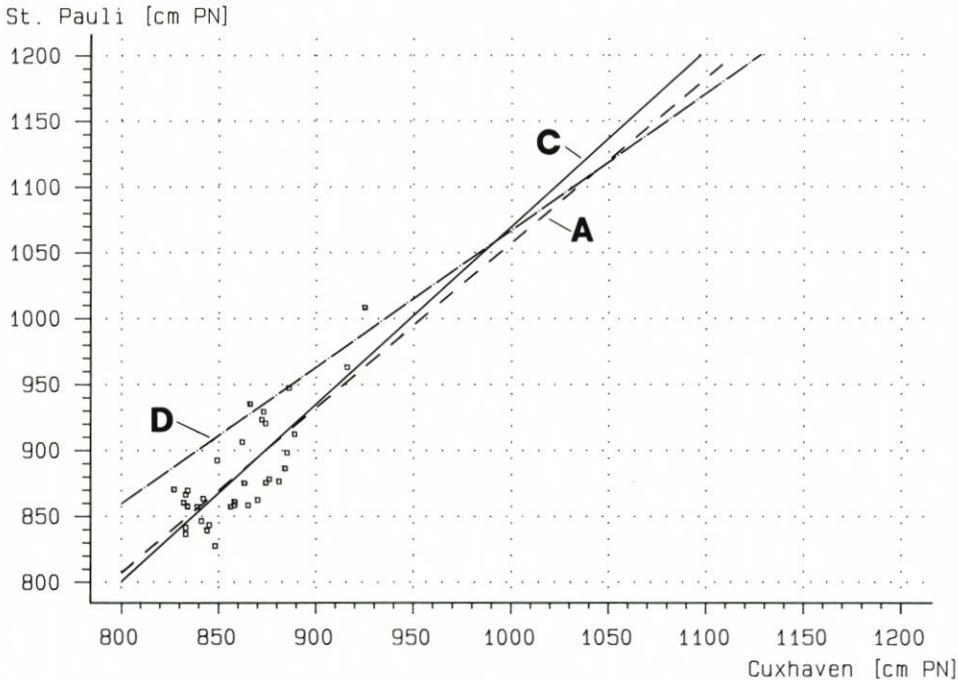


Abb. 6. Die Abhängigkeit hoher Sturmflutwasserstände in Hamburg-St. Pauli von den Sturmflutscheitelhöhen in Cuxhaven (1855–1900) (Gerade C)

In Abb. 6 ist gestrichelt die Ausgleichsgerade des Kollektivs A zusätzlich eingetragen. Es zeigt sich, daß die beiden Ausgleichsgeraden in dem maßgeblichen Bereich zwischen den Abszissenwerten 820 cm und 930 cm sehr dicht beieinander verlaufen. Die Unterschiede sind so gering, daß sie bei der unterschiedlichen Genauigkeit der Daten nicht als signifikant angesehen werden können und man aus der Abweichung der beiden Geraden voneinander

keine Aussage herleiten kann. Das heißt aber, daß alle Baumaßnahmen, die von 1855 bis 1900 an der Unterelbe ausgeführt worden sind, praktisch keinen Einfluß auf die Scheitelhöhen der Sturmfluten in Hamburg gehabt haben können. Auch die Differenz der MThw von Hamburg und Cuxhaven ist nach Abb. 1 in der Zeitspanne praktisch unverändert geblieben. Die fünfjährigen Mittelwerte der Differenzen schwanken zwischen 30 cm und 40 cm und betragen im Mittel 35 cm.

Die erste Sturmflut, für die sowohl von Cuxhaven als auch von Hamburg Scheitelwerte in dem Verzeichnis von CHRISTIANSEN u. a. (1985) enthalten sind, ist die vom 25. 1. 1788. Für die 67 Jahre bis 1854 enthält das Verzeichnis insgesamt 49 Sturmfluten mit Scheitelhöhen von 2,0 m und mehr über MThw Cuxhaven. Davon sind für 37 die Daten für Hamburg und Cuxhaven bekannt, für 12 nur die Werte von Cuxhaven. Bei weiteren 6 Sturmfluten sind die für Hamburg überlieferten Scheitelwerte so hoch, daß die zugehörigen Scheitelwerte von Cuxhaven wahrscheinlich auch mehr als 2,0 m über MThw gelegen haben werden. Wahrscheinlich ist das Kollektiv aber nicht vollständig, da nicht alle Sturmfluten erfaßt wurden. Außerdem ist zu bedenken, daß die Höhenangaben von Cuxhaven ungenau sind, weil die Höhenlage des Nullpunktes des alten Pegels Cuxhaven vor 1855 nicht sicher festgestellt werden kann (LASSEN u. a., 1984). Ferner haben die Pegelstandorte in dem Zeitabschnitt gewechselt, in Hamburg stand der Pegel bis 1840 am Niederbaum und seit 1841 etwa 800 m elbabwärts an den St.-Pauli-Landungsbrücken (ROHDE, 1976).

Trotz der genannten Unsicherheiten und Ungenauigkeiten wurde auch für die 37 Wertepaare des Kollektivs D zwischen 1788 und 1854 eine Korrelationsrechnung ausgeführt. Die Ausgleichsgerade hat die Gleichung:

$$Y = 27,325 + 1,0398 X \quad (\text{Gerade D}).$$

Der Korrelationskoeffizient ist 0,821. In Abb. 6 ist zu den Geraden A und C auch die Gerade D gestrichelt eingetragen. Sie liegt im unteren Bereich beträchtlich über, im Bereich der höchsten Scheitelwerte, die zu der damaligen Zeit nach Abb. 2 in Cuxhaven zu erwarten waren (PN + 970 cm), dagegen ganz in der Nähe der Geraden C.

Zehn der 12 Sturmfluten, deren Scheitelhöhen nach CHRISTIANSEN u. a. (1985) für Cuxhaven, aber nicht für Hamburg bekannt sind, lagen mit ihren Scheiteln zwischen 202 cm und 217 cm über MThw Cuxhaven und zwischen PN + 815 und 825 cm. Es ist wahrscheinlich, daß auch die Scheitelhöhen der Sturmfluten, die nicht überliefert worden sind, überwiegend zu denen gehört haben werden, die nur wenig mehr als 2,0 m über MThw lagen. Würde man alle diese Sturmfluten mit in das Kollektiv D einbeziehen können, so würde der linke Teil der Geraden D abgesenkt werden und dichter an die Gerade C herankommen. Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte und der schon genannten Ungenauigkeiten bei den Daten für diesen Zeitabschnitt liegt die Gerade D recht nahe an der Geraden C, und es sind keine Schlüsse aus dem unterschiedlichen Verlauf der Geraden D und C auf Ursachen möglich, die im Zustand der Unterelbe liegen. Es ist eher die Annahme berechtigt, daß sich auch für die Zeitspanne von 1788 bis 1854 keine signifikante Änderung in der Abhängigkeit der Scheitelhöhe hoher Sturmfluten in Hamburg von der Eintrittshöhe in Cuxhaven ergeben hat.

5. Schlußbetrachtung

Aus den vorstehenden Untersuchungen ergibt sich, daß wesentliche Änderungen in den Scheitelhöhen hoher Sturmfluten in Hamburg erst nach 1968 festzustellen sind und daß diese Änderungen auf die von 1962 bis zur Gegenwart ausgeführten Baumaßnahmen an und in der

Tideelbe zurückgeführt werden müssen. Es ergab sich eine gute Übereinstimmung mit den von SIEFERT u. HAVNOE (1988) veröffentlichten Ergebnissen von Modellrechnungen.

Das in der vorliegenden Arbeit verwertete Datenmaterial läßt hinsichtlich der Häufigkeit hoher Sturmfluten in der Elbemündung weitere interessante Aussagen zu. In der Zeitspanne von 1901 bis 1967 wurde die Scheitelhöhe von 2,0 m über MThw in Cuxhaven 57 mal erreicht oder überschritten, im Mittel 0,85 mal im Jahr. In der Zeitspanne von 1968 bis 1990 wurde der Wasserstand von 2,0 m über MThw in Cuxhaven 25 mal erreicht oder überschritten also 1,09 mal im Jahr. Diese Zunahme in der Häufigkeit ist naturbedingt und nicht durch Baumaßnahmen an der Elbe beeinflusst worden. Betrachtet man noch die beiden früheren Zeitabschnitte, für die Daten vorliegen, so sind zwischen 1855 und 1900 mindestens 35 entsprechende Sturmfluten in Cuxhaven eingetreten oder 0,76 im Jahr. Wie weiter oben erwähnt, sind in Cuxhaven zwischen 1855 und 1863 wahrscheinlich einige Sturmfluten nicht erfaßt worden. Wenn aber nur die Daten von vier Sturmfluten fehlen würden, so wäre die mittlere jährliche Häufigkeit mit 0,85 ebenso groß wie im Zeitabschnitt 1901 bis 1967. Daraus ergibt sich, daß in beiden Zeitabschnitten die Anzahl von Sturmfluten, deren Scheitel in Cuxhaven 2,0 m oder mehr über MThw lagen, im Mittel praktisch unverändert geblieben ist.

Für den Zeitabschnitt von 1788 bis 1854 sind mindestens 55 entsprechende Sturmfluten bekannt, was im Mittel 0,82 im Jahr ergibt und damit der mittleren Häufigkeit für die Zeitspanne von 1901 bis 1967 etwa entspricht. Sehr wahrscheinlich sind von 1788 bis 1854 weit mehr als 55 Sturmfluten mit Scheitelhöhen von 2,0 m über MThw in Cuxhaven aufgetreten, so daß die mittlere Häufigkeit größer als 0,85 sein dürfte. Wahrscheinlich muß man den Zeitabschnitt 1788 bis 1854 unterteilen in einen Abschnitt mit besonders großer und einen mit geringerer Sturmfluthäufigkeit. Nach CHRISTIANSEN u. a. (1985) sind allein von 1791 bis 1807 in Cuxhaven 16 hohe Sturmfluten überliefert. Für diese Zeitspanne von 17 Jahren ergibt sich daraus eine mittlere Häufigkeit von 0,94 mal im Jahr. Tatsächlich dürften noch einige Sturmfluten mehr vorgekommen sein, so daß im Mittel etwa die gleiche Häufigkeit vorgelegen haben dürfte wie 1968 bis 1990. Die gegenwärtig große Häufigkeit hoher Sturmfluten ist also keineswegs ein einmaliges Ereignis!

Zum Schluß soll noch aufgrund der in den Abschnitten 2 bis 4 dargestellten Ergebnisse versucht werden, entsprechend Abb. 2 die wahrscheinliche Entwicklung der höchsten Sturmflutscheitel für Hamburg darzustellen. Dazu wird auf die von ROHDE (1977) als Abb. 14e veröffentlichte Darstellung der höchsten Sturmflutscheitel in Hamburg zurückgegriffen. In Abb. 7 sind alle Sturmflutscheitel von Hamburg eingetragen, die die Höhe von NN + 450 cm (= PN + 950 cm) erreicht oder überschritten haben. Die Abbildung enthält Daten von 1661 bis 1990. Für die Zeit von 1661 bis 1756 wurden die von CHRISTIANSEN u. a. (1985) angegebenen Werte verwendet. Die Verbindungslinie der Scheitelwerte von 1756 und 1962 ergibt die „Begrenzungsgerade“ nach ROHDE (1977), die bis 1962 noch nie überschritten worden ist. Für einige der in der Nähe dieser Begrenzungsgeraden liegenden Scheitelwerte von 1663, 1697, 1717, 1751, 1756, 1791, 1792, 1825 kann angenommen werden, daß sie infolge zahlreicher Deichbrüche und Überflutungen im Gebiet der Unterelbe in Hamburg stark erniedrigt eingetreten sind. Als Wert für die Kappung der Scheitelwerte sollen 4 dm angesetzt werden, entsprechend der Absenkung des Scheitelwertes von Hamburg von 43 cm nach den Modellversuchen des Franzius-Instituts (NASNER u. PARTENSKY, 1977). Die sich daraus ergebende Begrenzungsgerade ist in Abb. 7 eng gestrichelt eingetragen. In der Nähe dieser Geraden hätten außer der Sturmflut von 1962 wahrscheinlich auch die Scheitel einiger der obengenannten acht besonders schweren Sturmfluten gelegen, wenn an der Unterelbe keine Überflutungen als Folge von Deichbrüchen eingetreten wären. Nach 1962 hat sich dann ein sprunghafter Anstieg der Begrenzungsgeraden infolge der verschiedenen Baumaßnahmen in und an der

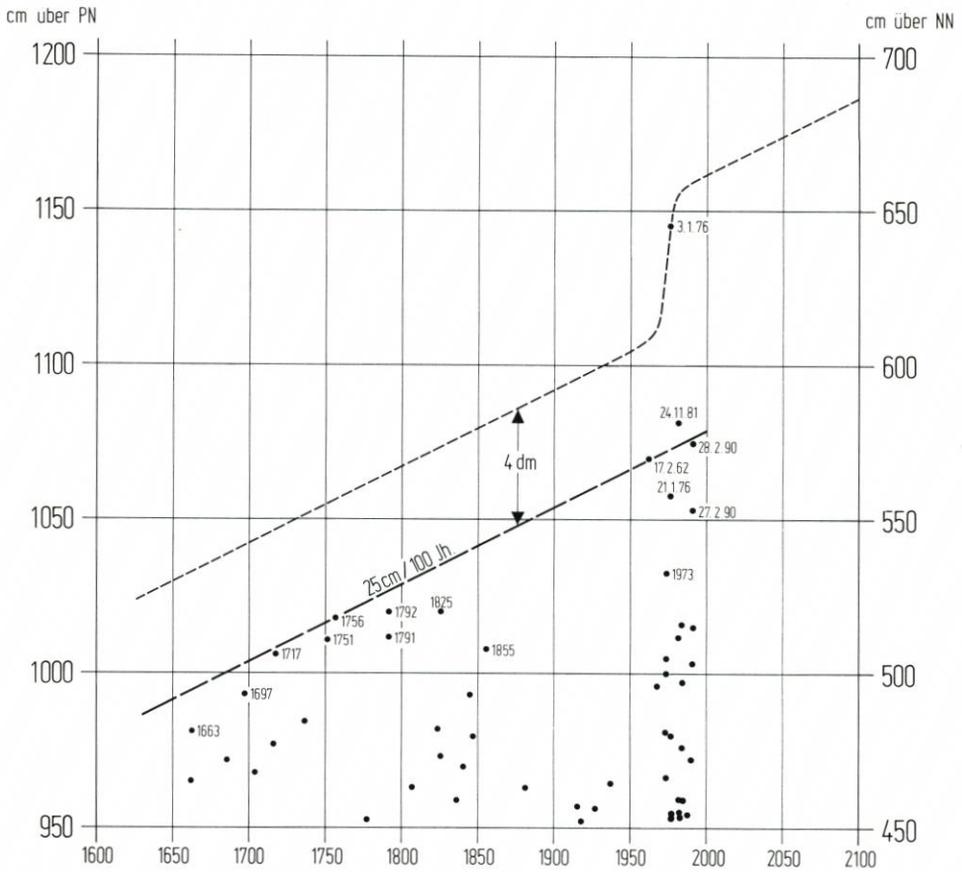


Abb. 7. Die höchsten Sturmflutsscheitel in Hamburg 1661–1990 nach Rohde (1977)

Elbe ergeben. Da solche Maßnahmen auch noch nach 1976 ausgeführt worden sind (SIEFERT u. LASSEN, 1986), kann aufgrund der Ausführungen im Abschnitt 3 angenommen werden, daß 1990 die Scheitel einer Sturmflut, die in Cuxhaven mit der gleichen Scheitelhöhe eingetreten wäre wie die vom 3. 1. 1976, in Hamburg wahrscheinlich um 1 bis 2 dm höher eingetreten wäre wie die vom 3. 1. 1976. Nimmt man weiter an, daß die Begrenzungsgerade auch bis zum Jahre 2100 mit derselben Steigung verläuft wie in den 300 Jahren vor 1962, so ergibt sich der in Abb. 7 eingetragene Verlauf der Begrenzungslinie zwischen 1962 und 2100.

Aus der in Abb. 7 eingetragenen Begrenzungsgeraden bis zum Jahre 2100 ergibt sich die Aussage, daß wahrscheinlich Sturmfluten, die in der Elbemündung Scheitelhöhen über MThw haben wie die von 1717, 1825, 1962 und 1976, die nach Abb. 2 in der Nähe der Begrenzungsgeraden von Cuxhaven liegen, unter heutigen Umständen in Hamburg Scheitelhöhen erreichen werden, die in der Nähe der in Abb. 7 eingetragenen Begrenzungsgeraden zwischen 1980 und 2100 liegen. Der Scheitel einer solchen extremen Sturmflut würde also bis zu 8,5 dm höher liegen, als er vor Fertigstellung aller nach 1962 an und in der Elbe ausgeführten Baumaßnahmen eingetreten wäre. Diese Aussage steht in keinem Widerspruch zu der Angabe von 6 bis 7 dm in Abschnitt 3, denn dort handelt es sich um die mittlere Erhöhung aller hohen Sturmfluten. Die Gültigkeit der Begrenzungsgeraden nach Abb. 7 setzt voraus, daß an der

Untere Elbe in Zukunft keine weiteren Baumaßnahmen ausgeführt werden, die sich auf die Höhenlage der Sturmflutscheitel auswirken können und daß in der Elbemündung keine Sturmfluten auftreten, deren Scheitel über der bis zum Jahr 2100 verlängerten Begrenzungsgeraden nach Abb. 2 liegen. Sollten, z. B. infolge Klimaänderung, künftig die MThw an der Küste und damit auch die extremen Sturmflutscheitel dort sehr viel stärker ansteigen als im Mittel um 20 bis 30 cm pro Jahrhundert, so gelten die in Abb. 2 und 7 eingetragenen Begrenzungsgeraden nicht mehr!

Die Begrenzungsgeraden bedeuten aber auch nicht, daß sie unter den gegenwärtigen klimatischen und hydrologischen Verhältnissen niemals überschritten werden können. Sie geben lediglich die Grenzen an, die wahrscheinlich nicht überschritten werden, solange keine Sturmflut vorkommt, deren Eintrittswahrscheinlichkeit unter der in den letzten 300 Jahren beobachteten liegt. Sturmfluten mit Scheitelhöhen, die über der Begrenzungsgeraden liegen, sind durchaus möglich, wenn auch nur mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit, wenn z. B. ein extrem hoher Windstau mit der theoretisch höchsten Springtide extrem ungünstig zusammentrifft und zugleich ein besonders hoher Oberwasserzufluß stattfindet. Derartige extreme Bedingungen mußte die LÄNDER-ARBEITSGRUPPE (1988) bei der Festlegung der Bemessungswasserstände für die Elbe berücksichtigen, die denn auch für Hamburg noch um gut 4 dm über der Begrenzungsgeraden nach Abb. 7 liegen.

6. Schriftenverzeichnis

- BAW: Bericht über Wasserstandsuntersuchungen im Elbemodell mit fester Sohle. Bericht Nr. 194 der Bundesanstalt für Wasserbau – Außenstelle Küste –, Hamburg, Dez. 1983 (unveröff.)
- CHRISTIANSEN, H., SAARE, H.-O. u. SIEFERT, W.: Sturmflutscheitelhöhen in Cuxhaven und Hamburg von 1661 bis 1984. Studie Nr. 59 Strom- u. Hafengebäude, Ref. Hydrol. Untere Elbe, Cuxhaven, 1985.
- FÜHRBÖTER, A.: Veränderungen des Säkularanstiegs an der deutschen Nordseeküste. Wasser und Boden, H. 6, 1986.
- FÜHRBÖTER, A. u. JENSEN, J.: Säkularänderungen der mittleren Tidewasserstände in der Deutschen Bucht. Die Küste, H. 42, 1985.
- GÄTJEN, B.: Die Sturmflutsperrwerke an der deutschen Nordseeküste – Aufgaben, Planung und Bau. Jb. HTG, Bd. 36, 1979.
- HENSEN, W.: Die Entwicklung der Fahrwasserhältnisse in der Außenelbe. Jb. HTG, Bd. 18, 1941.
- HENSEN, W.: Stromregulierungen, Hafenbauten, Sturmfluten in der Elbe und ihre Einfluß auf den Tideablauf. Hamburg, Großstadt und Welthafen. Kiel, 1955.
- JENSEN, J.: Änderungen der mittleren Tidewasserstände an der Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Inst. TU Braunschweig, H. 83, 1984.
- KEIL, G.-W.: Die schrittweise Anpassung der Elbe an die Entwicklung des Seeschiffsverkehrs. Jb. HTG, Bd. 40, 1985.
- LASSEN, H., LINKE, G. u. BRAASCH, H. W.: Säkularer Meeresspiegelanstieg und tektonische Senkungsvorgänge an der Nordseeküste. Vermessungswesen u. Raumordnung, Jg. 46, H. 2, 1984.
- LÄNDER-ARBEITSGRUPPE: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. Die Küste, H. 47, 1988.
- NASNER, H. u. PARTENSCKY, H.-W.: Modellversuche für die Tideelbe. Mitt. des Franzius-Inst. Univ. Hannover, H. 45, 1977.
- REFERAT HYDROLOGIE UNTERELBE: Sturmfluten von 1901 bis 1984 vor der südlichen Nordseeküste und in Hamburg. Hamburger Küstenforschung, H. 44, 1985.
- ROHDE, H.: Die Häufigkeit hoher Wasserstände an der Westküste von Schleswig-Holstein. Die Küste, Jg. 12, 1964.
- ROHDE, H.: Eine Studie über die Entwicklung der Elbe als Schifffahrtsstraße. Mitt. des Franzius-Inst. TU Hannover, H. 36, 1971.

- ROHDE, H.: Wasserstandsbeobachtungen vor der Mitte des 19. Jahrhunderts im Küstengebiet der Bundesrepublik Deutschland. Die Küste, H. 28, 1976.
- ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.
- SIEFERT, W. u. HAVNOE, K.: Einfluß von Baumaßnahmen in und an der Tideelbe auf die Höhe hoher Sturmfluten. Die Küste, H. 47, 1988.
- SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Entwicklung und Ablauf von Sturmfluten in Ems, Weser und Elbe. Die Küste, H. 44, 1986.

Eine theoretische Betrachtung über Sandvorspülungen mit Wiederholungsintervallen

Von ALFRED FÜHRBÖTER

Zusammenfassung

Es wird zunächst gezeigt, daß sich unter der Annahme einer im langjährigen Mittel konstanten Wellenbelastung der Abbau einer Sandvorspülung nach einem Exponentialgesetz vollzieht, das analog zu der Kernphysik durch eine Halbwertszeit ausgedrückt werden kann. Aus diesem Exponentialgesetz folgt, daß bei Wiederholungsintervallen – langjährig gesehen – der kleinste mittlere Massenbedarf mit den kürzesten Wiederholungsintervallen und den damit verbundenen kleinsten Vorspülmengen erhalten wird. In der Praxis sind hier Grenzen gesetzt, die diskutiert werden.

Summary

Under the assumption that the local longterm wave climate is constant it is shown that the decay of beach nourishments follows the same exponential law like that known from nuclear physics with the definition of a half-life period. The mathematical subsequence is that the lowest longterm demand for beach supply exists for repetitions of nourishments with the shortest repetition intervals with which besides the lowest masses are connected. For practical applications, however, here limitations exist which are discussed.

Inhalt

1. Einleitung und Aufgabenstellung	241
2. Theoretische Überlegungen über den Massenbedarf	242
2.1 Exponentialgesetz, Halbwertszeit und Wiederholungsintervall	242
2.2 Abweichungen vom Exponentialgesetz	249
3. Nachweis des Exponentialgesetzes durch Naturmessungen	251
4. Folgerungen und Ausblick	253
5. Schriftenverzeichnis	254

1. Einleitung und Aufgabenstellung

Für die Optimierung von Wiederholungsvorspülungen besteht die Frage, mit welchen Wiederholungsintervallen und mit den damit verbundenen Vorspülmengen die wirtschaftlichste Form einer solchen Küstenverteidigung erreicht werden kann. Die vorliegende theoretische Betrachtung zeigt, wie unter Verwendung eines theoretischen Ansatzes (Exponentialgesetz und Halbwertszeit) diese Frage quantitativ beantwortet werden kann.

Es sei darauf hingewiesen, daß in der vorliegenden Arbeit nur diejenigen Massen berücksichtigt werden, die nach einer Vorspülung auf dem Strande abgelagert und die dort durch ein entsprechendes Aufmaß erfaßt werden; die Fragen der sog. Spülverluste während des Einbauverfahrens werden nicht behandelt.

2. Theoretische Überlegungen über den Massenbedarf

2.1 Exponentialgesetz, Halbwertzeit und Wiederholungsintervall

Den folgenden Betrachtungen liegen zwei Annahmen zugrunde:

- Es wird angenommen, daß die angreifende Wellenenergie im zeitlichen Mittel annähernd konstant bleibt. Damit ergibt sich bei natürlichen Strandverhältnissen eine konstante Verlustrate Q_{\min} (z. B. als Q_a in m^3 je Jahr und lfm Strand); es kann die Zeit t als lineare Interpretation der Summe der angreifenden Wellenenergie verwendet werden.
- Es wird eine zweidimensionale Behandlung mit einem Regelprofil vorgenommen, dessen Massenverhältnisse als repräsentativ für die gesamte Länge der Vorspülung angesehen werden können.

Eine schematische Darstellung einer solchen Strandvorspülung zeigt Abb. 1. Die Breite der Strandvorspülung ist durch die Strecke Δx zwischen x_1 und x_2 gegeben; der Punkt x_1 bezeichnet den Fuß der Düne, des Kliffes oder der Ufermauer als landseitige Begrenzung, der

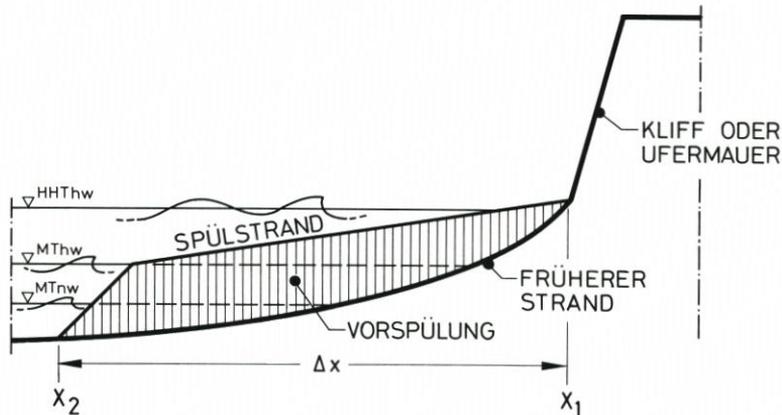


Abb. 1: Strandvorspülung (schematisch)

Punkt x_2 das seeseitige Ende der Vorspülung oder eine bestimmte Tiefenlinie, auf die das Aufmaß der Spülmassen bezogen wird.

Eine Vorspülung weist nach ihrer Fertigstellung i. a. einen flachen Strand (Spülstrand) oberhalb des Tidehochwassers bzw. des Mittelwassers und einen steileren Strand unterhalb dieses Horizontes auf. Nach Abb. 2 sind unmittelbar nach einer Vorspülung folgende Massen zu unterscheiden, die sich als Volumina V oberhalb eines (für das Aufmaß festzusetzenden) Horizontes auf der Breite Δx befinden; der Abschluß der Vorspülung wird mit dem Zeitpunkt $t = 0$ bezeichnet:

V_o = gesamte Masse, die sich auf der Strecke Δx oberhalb des Bezugshorizontes befindet (Zeitpunkt $t = 0$)

V_w = die Masse, die als Wiederholungsaufspülung aufgebracht wird (Zeitpunkt $t = 0$)

V_{\min} = die Masse, die als Minimalvolumen für den Schutz der Uferstrecke (Fußbedeckung einer Düne, eines Kliffes oder einer Uferbefestigung) erforderlich ist.

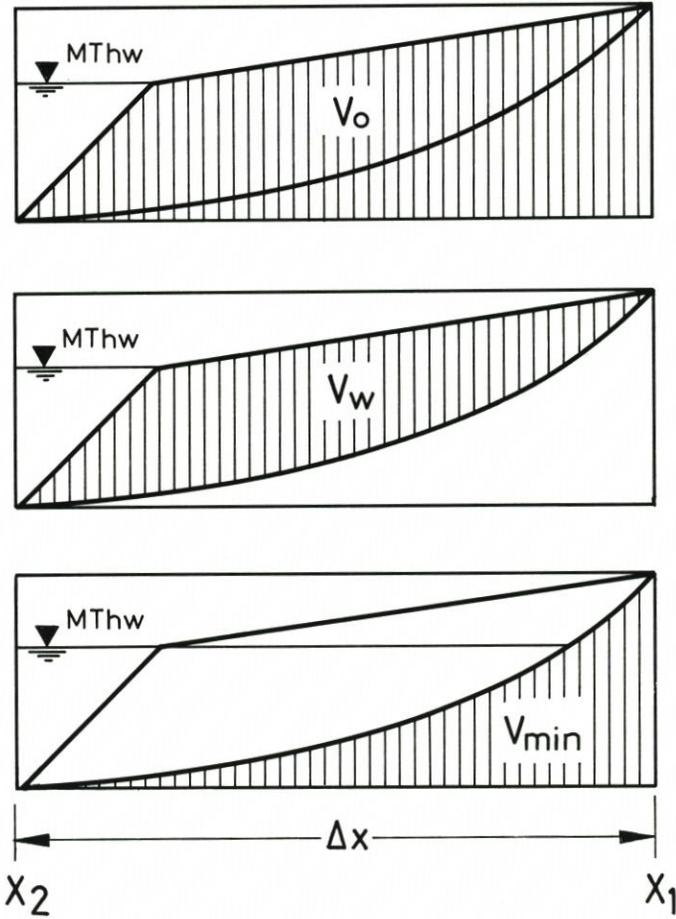


Abb. 2: Zur Definition der Volumina V_o , V_w und V_{min} unmittelbar nach einer Vorspülung (schematisch)

Es wird davon ausgegangen, daß eine Wiederholungsvorspülung spätestens zu dem Zeitpunkt erfolgen muß, an dem mit fortschreitendem Abbau des Vorspülvolumens V_w dieses Minimalvolumen V_{min} erreicht wird.

Das Strandprofil, das zu diesem Minimalvolumen V_{min} gehört, kann in erster Näherung als natürliches Strandprofil angesehen werden; die Zusatzmassen durch die Vorspülung stellen eine Störung dieses Ausgangsprofils dar. Wird jetzt angenommen, daß – bei zeitlich annähernd konstanter Wellenenergie – die zeitliche Abbruchrate dV im Zeitabschnitt dt linear proportional dieser Abweichung V vom natürlichen Strandprofil ist, so ergibt sich ein Exponentialgesetz für den zeitlichen Abbau der Vorspülungen, das mit der Definition der Halbwertszeit aus der Kernphysik beschrieben werden kann (FÜHRBÖTER 1974 und 1985; k_1 bedeutet eine Konstante, die von der Halbwertszeit abhängig ist):

$$dV = k_1 \cdot V \cdot dt \quad \dots (1)$$

Durch Integration ergibt sich dann das Volumen V als Funktion der Zeit t zu

$$V(t) = k_2 \cdot e^{k_1 \cdot t} \quad \dots (2)$$

$V(t)$ ist dabei nach Abb. 2 das gesamte Volumen oberhalb des Bezugshorizontes; es beträgt zum Zeitpunkt $t = 0$ (Aufmaß unmittelbar zum Abschluß der Vorspülung) nach Abb. 2:

$$V(t) = V_o \text{ für } t = 0$$

Daraus ergibt sich die Integrationskonstante k_2 zu

$$k_2 = V_o$$

Es ist dann

$$V(t) = V_o \cdot e^{k_1 \cdot t} \quad \dots (3)$$

Die Konstante k_1 ergibt sich nach der Definition der Halbwertzeit T_h aus der Bedingung, daß für die

$$\text{Halbwertzeit } T_h: V(t = T_h) = V_o/2$$

werden soll; es folgt daraus $k_1 = -\ln 2/T_h$ und es wird

$$V(t) = V_o \cdot 2^{\frac{-t}{T_h}} \quad \dots (4)$$

Diese Halbwertzeit ist eine Funktion des (mittleren) Wellenklimas und des Vorspülmaterials; sie nimmt mit zunehmender Wellenenergie ab und steigt mit zunehmendem Korndurchmesser des Strandmaterials. In gewissem Maße ist sie auch noch von der Form der Vorspülung abhängig; für eine gegebene Vorspülung kann sie aber als eine Konstante $T_h = \text{konst.}$ angesehen werden, wenn die Forderung nach einer im langzeitigen Mittel konstanten Wellenenergie erfüllt ist.

Das Anfangsvolumen V_o für $t = 0$ setzt sich aus dem Volumen der Wiederholungsvorspülung V_w und dem Minimalvolumen V_{\min} zusammen (Abb. 2):

$$V_o = V_w + V_{\min} \quad \dots (5)$$

Damit wird

$$V(t) = (V_w + V_{\min}) \cdot 2^{\frac{-t}{T_h}} \quad \dots (6)$$

Eine Wiederholungsspülung wird nötig, wenn

$$V(t) = V_{\min} \quad \dots (7)$$

wird; aus dieser Bedingung ergibt sich das erforderliche Wiederholungsintervall T_w aus der Gleichung

$$V_{\min} = (V_w + V_{\min}) \cdot 2^{\frac{-T_w}{T_h}} \quad \dots (8)$$

zu

$$T_w = \frac{T_h}{\ln 2} \cdot \ln \left(1 + \frac{V_w}{V_{\min}} \right) \quad \dots (9)$$

Das zu dem Wiederkehrintervall T_w erforderliche Vorspülvolumen V_w ist nach Gleichung (8):

$$V_w = V_{\min} \left(2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1 \right) \quad \dots (10)$$

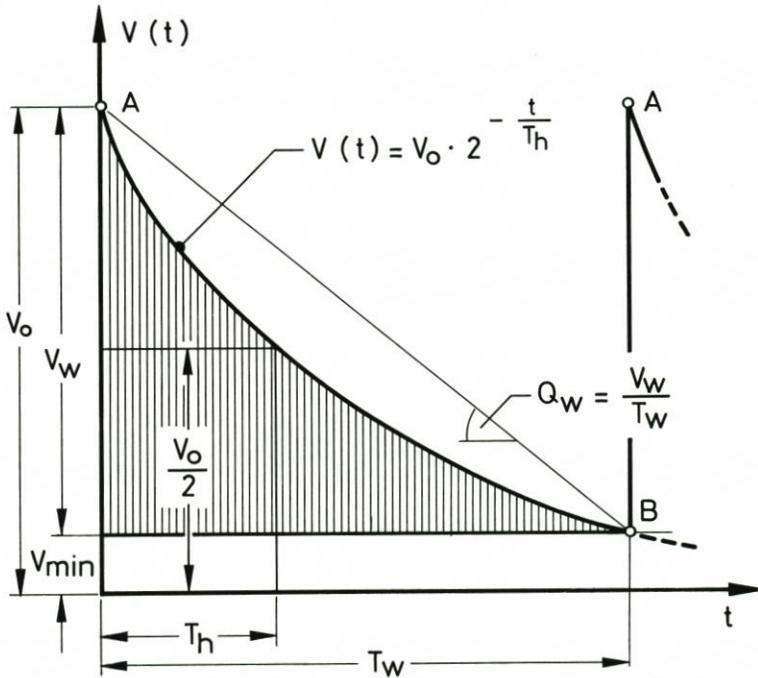


Abb. 3: Zeitliches Verhalten einer Vorspülung nach dem Exponentialgesetz

Auf Abb. 3 ist die Funktion $V(t)$ mit ihren Beziehungen zu dem gesamten Anfangsvolumen V_0 , dem Vorspülvolumen V_w und dem Minimalvolumen V_{min} sowie zu der Halbwertzeit T_h und dem notwendigen Wiederholungsintervall T_w für $V(t) = V_{min}$ dargestellt.

Aus der Gleichung (10) geht hervor, daß bei konstantem Minimalvolumen V_{min} das erforderliche Volumen V_w einer Wiederholungsspülung allein von dem dimensionslosen Verhältnis des Wiederholungsintervalls T_w zu der Halbwertzeit T_h abhängt. Es kann dabei das gleiche Ziel – Erhaltung des notwendigen Minimalvolumens V_{min} – sowohl durch eine größere Anzahl von Wiederholungen mit kleineren Vorspülmengen als auch durch eine geringe Zahl von Vorspülungen mit größeren Massen erreicht werden; Abb. 4 veranschaulicht das zeitliche Verhalten von Vorspülungen mit den dimensionslosen Verhältniswerten $T_w/T_h = 1, 2$ und 4 . Es geht aus Abb. 4 hervor, daß der mittlere Gesamtbedarf an Vorspülmassen offenbar abnimmt, wenn das Wiederholungsintervall T_w verkleinert wird.

Dieser – für langfristige Planungen sehr wichtige – mittlere Sandbedarf soll mit Q_w bezeichnet werden und ergibt sich aus dem Verhältnis der Vorspülmenge V_w zu dem Wiederkehrintervall T_w zu

$$Q_w = \frac{V_w}{T_w} \quad \dots (11)$$

Dies ergibt mit Gleichung (10):

$$Q_w = \frac{V_{min}}{T_w} \left(2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1 \right) \quad \dots (12)$$

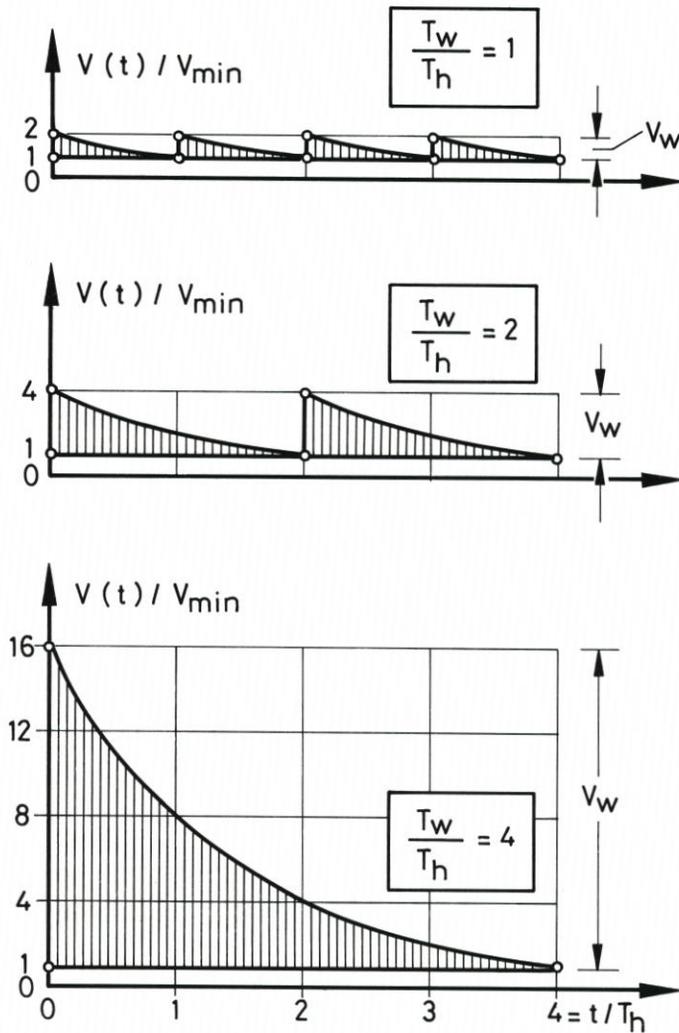


Abb. 4: Zeitliches Verhalten von Wiederholungsspülungen mit verschiedenen Wiederholungsintervallen T_w/T_h

Dieser mittlere Sandbedarf könnte z. B. mit $T_w = 1$ Jahr auf den Jahresbedarf bezogen werden. Aus einem Grenzübergang für $T_w \rightarrow 0$ kann aber auch die Abbruchrate bestimmt werden, die bei dem Minimalvolumen V_{\min} als Verlustrate Q_{\min} auftritt; es ist diese Verlustrate

$$Q_{\min} = \lim_{T_w \rightarrow 0} Q_w \quad \dots (13)$$

Dieser Grenzübergang liefert für Gleichung (12) zunächst einen unbestimmten Ausdruck der Form $Q_{\min} = 0/0$; nach L'HOSPITAL ergibt sich aber:

$$Q_{\min} = \lim_{T_w \rightarrow 0} V_{\min} \frac{2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1}{T_w} = \lim_{T_w \rightarrow 0} V_{\min} \frac{\frac{\ln 2}{T_h} \cdot 2^{\frac{T_w}{T_h}}}{1}$$

$$= \ln 2 \cdot \frac{V_{\min}}{T_h}$$

Mit

$$Q_{\min} = \lim_{T_w \rightarrow 0} Q_w = \ln 2 \cdot \frac{V_{\min}}{T_h} \dots (14)$$

ist die niedrigste Verlustrate gegeben, sie steigt linear mit dem Minimalvolumen V_{\min} und ist umgekehrt proportional der Halbwertszeit T_h .

Diese minimale Verlustrate Q_{\min} gibt denjenigen Sandbedarf an, durch den mit einer kontinuierlichen Materialzugabe die Verlustrate ständig kompensiert werden könnte.

Unabhängig von der Frage, ob diese kontinuierliche Materialzugabe technisch möglich oder sinnvoll ist, kann jetzt der langfristige mittlere Sandbedarf als Funktion des Wiederholungsintervalles T_w in dimensionsloser Form auf diesen Mindestbedarf bezogen werden; es kann durch die Funktion

$$\alpha = \frac{Q_w(T_w)}{Q_{\min}} \dots (15)$$

festgestellt werden, wie groß der Mehrbedarf $Q_w(T_w)$ gegenüber dem Mindestbedarf Q_{\min} wird. Mit Gleichung (12) ergibt dies eine dimensionslose Funktion, die nur von dem ebenfalls dimensionslosen Verhältniswert T_w/T_h abhängt:

$$\alpha = \frac{2^{\frac{T_w}{T_h}} - 1}{\ln 2 \cdot \frac{T_w}{T_h}} \dots (16)$$

Dieser Verhältniswert ist unabhängig von dem Minimalvolumen V_{\min} .

Auf Tafel 1 sind die dimensionslosen Verhältniswerte V_w/V_{\min} nach Gleichung (10) und α nach Gleichung (16) in Abhängigkeit von T_w/T_h angegeben; die grafische Darstellung dieser Funktionen zeigt Abb. 5. Aus Tafel 1 und Abb. 5 geht vor allem hervor, daß mit zunehmenden

T_w/T_h	V_w/V_{\min}	α
0	0	1
1	1	1,44
2	3	2,16
3	7	3,37
4	15	5,41
5	31	8,94

Tafel 1. Vorspülmengen V_w/V_{\min} und mittlerer Mehrbedarf α als Funktionen von T_w/T_h

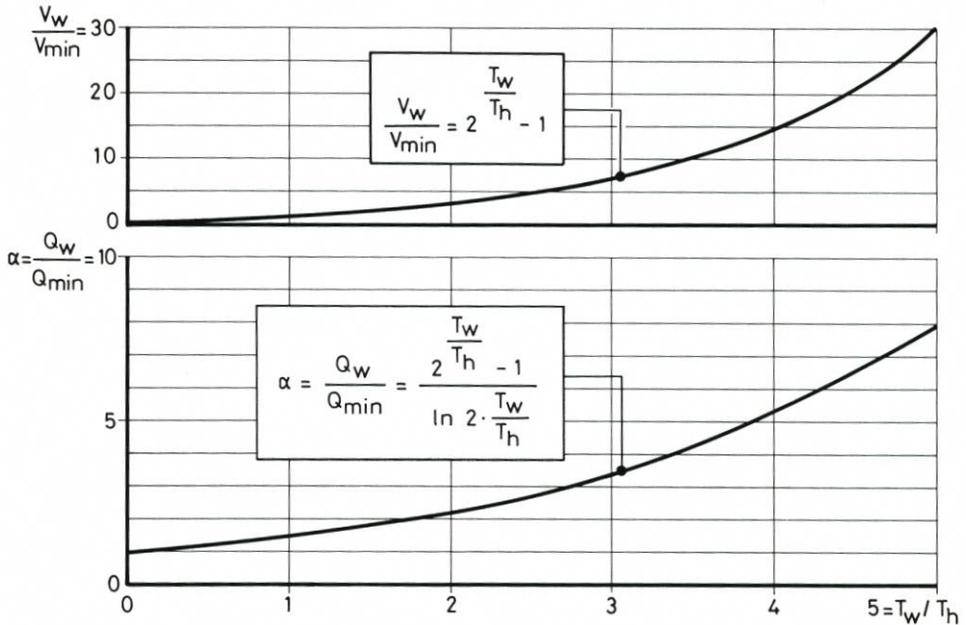


Abb. 5: Einfluß des dimensionslosen Wiederholungsintervalles T_w/T_h :
 oben: Zunahme der Vorspülmenge
 unten: Zunahme des mittleren Mehrbedarfes

dem Wiederholungsintervall sowohl die einzelnen Vorspülmengen als auch der mittlere Massenbedarf exponentiell ansteigen; wird ein Wiederholungsintervall T_w gewählt, das dem 5fachen der Halbwertzeit T_h entspricht, so steigt die Vorspülmenge auf das 31fache gegenüber einem Wiederholungsintervall von gleicher Größe wie die der Halbwertzeit $T_w/T_h = 1$, der mittlere Massenbedarf beträgt fast das 9fache des Minimalbedarfes nach Gleichung (14).

Wenn daher in einem Langzeitkonzept ein bestimmtes Minimalvolumen V_{\min} zum Schutz einer Küstenlinie – Düne, Kliff oder Uferschutzwerk – ständig vorgehalten werden soll und wenn dabei nur allein der mittlere Massenbedarf nach Gleichung (15) und (16) berücksichtigt wird, so zeigen die vorliegenden Betrachtungen eindeutig, daß nur das kürzeste Wiederholungsintervall den geringsten mittleren Massenbedarf erzeugt; der mögliche Mindestwert ergäbe sich mit dem Wiederholungsintervall $T_w = 0$ durch den Grenzwert nach Gleichung (14) mit $\alpha = 1$ zu

$$Q_{\min} = \ln 2 \cdot \frac{V_{\min}}{T_h} \quad \dots (14)$$

Dies entspricht, wie bereits erwähnt, einer kontinuierlichen Aufspülung, bei der die Verlustrate von V_{\min} ständig ersetzt wird.

Die wichtigste Folgerung dieser theoretischen Betrachtung ist daher, daß es allein vom mittleren Massenbedarf her keine Optimierungsmöglichkeiten bei Wiederholungsvorspülungen geben kann. Eine Optimierung muß daher nach baubetrieblichen oder auch nach anderen Gesichtspunkten (z.B. Störung durch den Spülbetrieb) vorgenommen werden (vgl. Abschnitt 4).

2.2 Abweichungen vom Exponentialgesetz

Auch wenn die Forderungen nach einer im langjährigen Mittel nahezu konstanten Wellenenergie und der Möglichkeit einer zweidimensionalen Betrachtung erfüllt sind, können unter bestimmten Umständen Abweichungen vom Exponentialgesetz auftreten, die sowohl negative als auch positive Änderungen der notwendigen Wiederkehrintervalle zur Folge haben können.

Abb. 6 zeigt Fälle, in denen eine Verkürzung des Wiederkehrintervalles T_w bewirkt wird. Abb. 6a zeigt das zeitliche Verhalten einer normalen Vorspülung nach dem Exponentialgesetz mit dem Wiederkehrintervall T_w . Abb. 6b zeigt schematisch das Verhalten einer Vorspülung

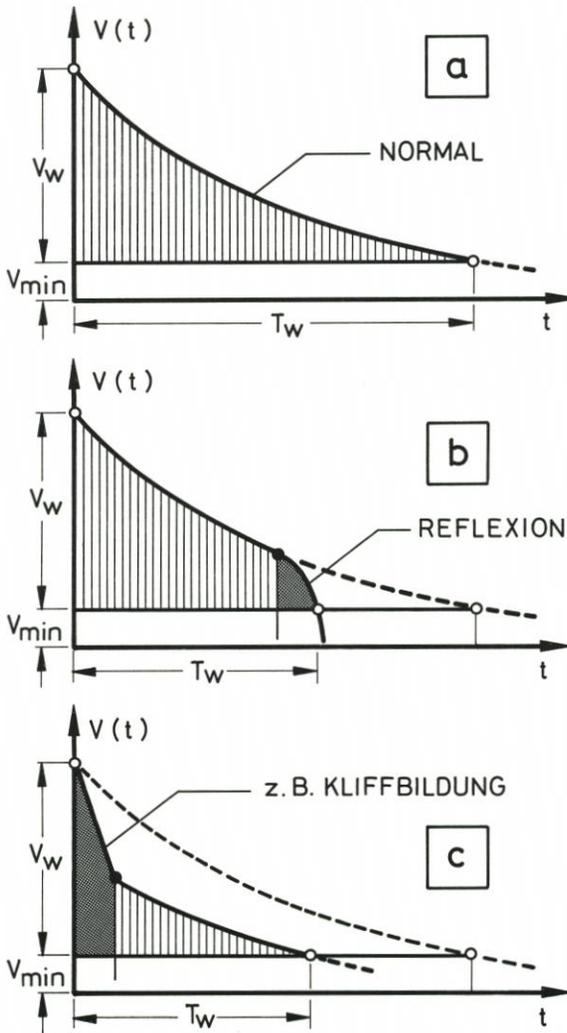


Abb. 6: Verkürzung des Wiederholungsintervalles T_w :

- Normales Verhalten nach dem Exponentialgesetz
- Verkürzung von T_w z. B. durch Reflexionen an einer Ufermauer
- Verkürzung von T_w durch hohe Anfangsverluste z. B. durch Kliffbildung

mit gleicher Vorspülmenge V_w , bei der aber mit der Unterschreitung eines bestimmten Volumens, z. B. durch Reflexionen vor einer Ufermauer, der Strandrückgang beschleunigt wird, was eine Verkürzung des Wiederkehrintervalles T_w bedeutet; es ist in diesem Falle das Mindestvolumen V_{min} zu gering bemessen. Während hier der beschleunigte Abbruch gegen Ende des Wiederkehrintervalles erscheint, ist dies auf Abb. 6c bereits zu Anfang der Fall, wenn nämlich durch eine ungünstige Form der Vorspülung hohe Anfangsverluste (die nicht mit den Spülverlusten während des Einbaues verwechselt werden dürfen) auftreten. Dies kann z. B. durch eine Kliffbildung bei zu breitem und zu hohem Spülstrand verursacht werden. Durch die auch hier entstehenden Reflexionen werden sowohl durch den Quer- als auch durch den Längstransport bei gleicher Wellenenergie wesentlich größere Massen als bei einem normalen Strand abgetragen; die lineare Beziehung zwischen Volumen und Verlust nach Gleichung (1) ist hier nicht mehr erfüllt.

Auf der anderen Seite kann auch bei gleichem Einbauvolumen durch geeignete Einbauverfahren eine Verlängerung des Wiederholungsintervalles erreicht werden. Eine solche Baumaßnahme stellt z. B. die Anlage eines Depots (Abb. 7) unmittelbar vor der zu schützen-

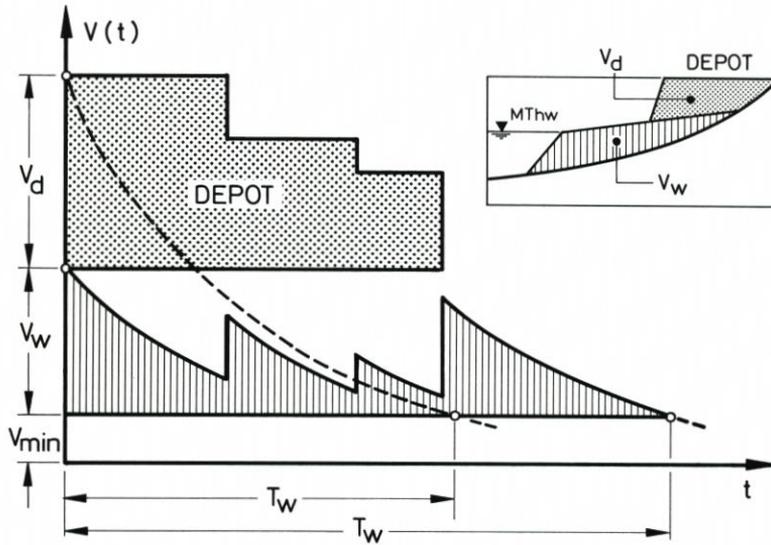


Abb. 7: Verlängerung des Wiederholungsintervalles T_w durch Anlage eines Depots (schematisch)

den Küstenlinie dar (Düne, Kliff) (vgl. FACHPLAN KÜSTENSCHUTZ SYLT 1985 des ALW HUSUM). Wenn der Fuß eines Depots in einer solchen Höhe angelegt wird, daß ein Abbruch dieses Depots nur bei höheren Sturmfluten eintreten kann, so wirken diese Abbruchmassen wie zusätzliche Wiederholungsspülungen und ergänzen die Vorspülmenge V_w , die unmittelbar auf den Strand aufgebracht wurde. Wie Abb. 7 schematisch zeigt, wird auf diese Art eine Verlängerung dieses Wiederholungsintervalles T_w gegenüber dem Fall erreicht, daß das Depotvolumen V_d zusammen mit der Spülmenge V_w auf den Strand aufgebracht wird (gestrichelte Linie auf Abb. 7). Besonders vorteilhaft wirkt sich dabei aus, daß diese Abbruchmasse aus dem Depot gerade zu den Zeitpunkten dem Strand zugutekommen, wo mit hohen Wellenenergien besonders hohe Verlustraten verbunden sind. Mit der Verlängerung des Wiederholungsintervalles wird hier eine Verringerung des mittleren Massenbedarfes erzeugt, weil die Depotabbrüche während des Wiederkehrintervalles wie kurzfristige Wiederholungsspülungen nach Gleichung (16) wirken.

3. Nachweis des Exponentialgesetzes durch Naturmessungen

Nach Daten des AMTES FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT (ALW) HUSUM sind auf Abb. 8 und 9 für sechs Vorspülungen vor der Westküste der Insel Sylt die zeitlichen Massenentwicklungen dargestellt; für die drei Vorspülungen vor Westerland (1972, 1978 und 1984, Abb. 8 und 9) wurden dabei die Massen oberhalb eines Bezugshorizontes von NN - 4,0 m, für die Vorspülungen vor Rantum (1987), Hörnum (1986) und Kampen (1985) die Massen oberhalb des Bezugshorizontes NN - 1,0 m als $V(t)$ aufgemessen (Abb. 9).

Die Funktionen $V(t)$ sind auf Abb. 8 und 9 sowohl in linearer (= LIN) als auch in einfachlogarithmischer (= LOG) Darstellung aufgetragen; auf Abb. 9 sind außerdem die Volumina $V(t)$ in dimensionsloser Form auf das Anfangsvolumen V_0 für $t = 0$ nach Gleichung (4) bezogen. Es geht aus Abb. 8 und 9 hervor, daß der Abbau der Vorspülvolumina weitgehend dem Exponentialgesetz nach Gleichung (4) entspricht; dies drückt sich dadurch aus, daß bei allen Vorspülungen die Meßpunkte in den einfachlogarithmischen Auftragungen durch Geraden genähert werden können.

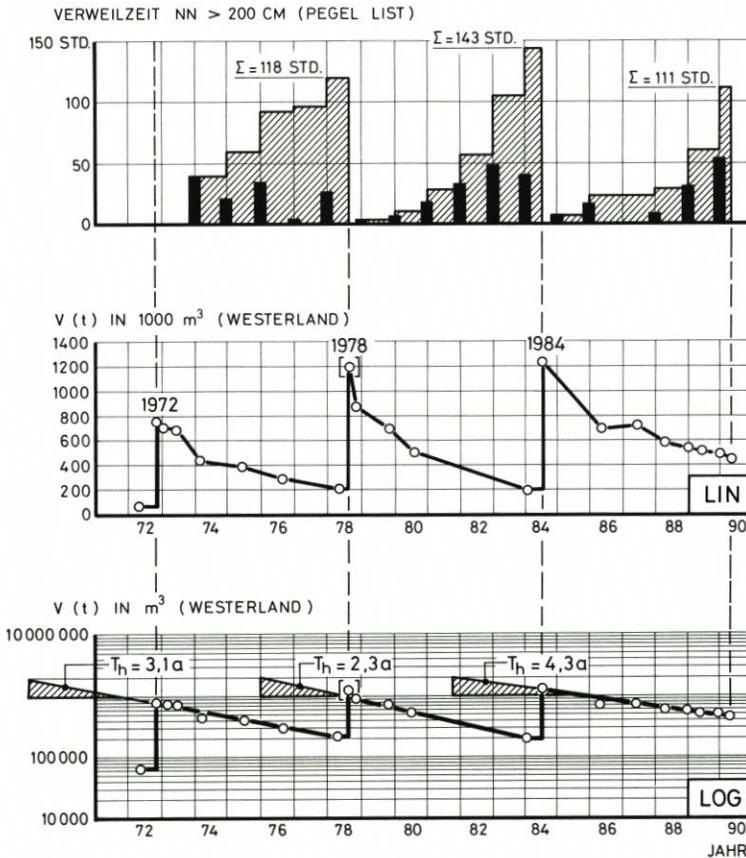


Abb. 8: Vorspülungen vor Westerland (Sylt):
 oben: Jährliche Verweilzeiten oberhalb NN + 200 cm am Pegel List
 Mitte: Vorspülvolumina als $V(t)$ in linearer Auftragung
 unten: Vorspülvolumina als $V(t)$ in logarithmischer Auftragung
 (Daten: ALW HUSUM)

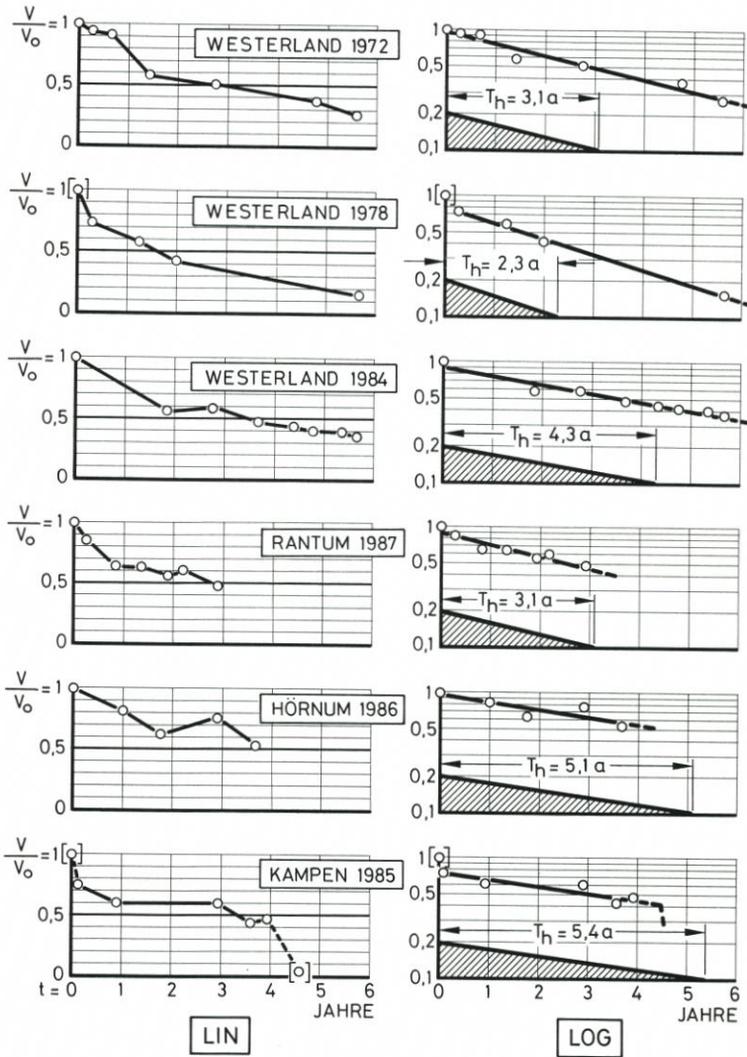


Abb. 9: Vorspülungen vor der Westküste von Sylt in dimensionsloser Darstellung:
 links: Vorspülvolumina $V(t)/V_0$ in linearer Auftragung
 rechts: Vorspülvolumina $V(t)/V_0$ in logarithmischer Auftragung
 (Daten: ALW HUSUM)

Abweichungen können damit erklärt werden, daß die Forderung einer zeitlich konstanten Wellenergie (vgl. Abschnitt 2.1) nicht streng erfüllt ist. Als Maß für die Wellenergie sind auf Abb. 8 die jährlichen Verweilzeiten oberhalb eines Indikatorhorizontes von NN + 200 cm am Pegel List sowie deren Summenfunktionen für die Vorspülungen vor Westerland aufgetragen; dies entspricht Wasserständen von etwa 1,3 m über MThw. Hier ist z.B. bei der Vorspülung von 1972 die starke Volumenabnahme durch die Sturmflutserien des Herbstes 1973 deutlich an dem Meßpunkt für 1974 zu erkennen.

Die Steigungen bzw. die Gefälle der Ausgleichsgeraden auf Abb. 8 und 9 stehen in einer linearen Beziehung zu den Halbwertzeiten, die ebenfalls auf Abb. 8 und 9 eingetragen sind;

sie liegen zwischen $T_h = 2,3$ Jahren (Westerland 1978) und $T_h = 5,4$ Jahren (Kampen 1985). Die großen Unterschiede in den Halbwertzeiten können teilweise durch die unterschiedlichen Wellenenergien erklärt werden; so ist die kurze Halbwertzeit der Vorspülung von 1978 vor Westerland mit der höchsten Summe der Verweilzeiten von 143 Std. oberhalb NN + 200 cm in dem Zeitraum von 1978 bis 1984 verbunden (Abb. 8). Bei der kurzen Verweilzeit von $T_h = 3,1$ Jahren bei der Vorspülung vor Rantum (1987) ist zu berücksichtigen, daß hier in der nur dreijährigen Beobachtungszeit die Sturmflutserien Anfang 1990 enthalten sind, die mit Verweilzeiten von rd. 53 Std. den Höchstwert der jährlichen Verweilzeiten seit 1900 (Beginn der Auswertungen) lieferten.

Außerdem aber sind auch Einflüsse nach Abschnitt 2.2 erkennbar. Bei der Vorspülung vor Westerland 1978 trat unmittelbar nach der Aufspülung als ein hohes Depot eine Kliffbildung auf (ANDRESEN et al., 1988), die nach Abb. 6c einen negativen Einfluß auf die Halbwertzeit bzw. auf das Wiederholungsintervall ausübt. Bei allen Vorspülungen vor Westerland sind außerdem bei erhöhten Wasserständen Reflexionen an den starren Uferschutzwerken wirksam, die nach Abb. 6b ebenfalls zu einer Verkürzung der Halbwertzeit (oder des erforderlichen Wiederholungsintervalles) führen. Dagegen wurden die Vorspülungen vor Rantum (1987), Hörnum (1986) und Kampen (1985) als Depotvorspülungen durchgeführt, was sich nach Abb. 7 positiv auf die Volumenentwicklung bemerkbar macht. Bei der Vorspülung vor Kampen (1985) kam es allerdings bei den Sturmflutserien von 1990 am Ende zu einer völligen Aufzehrung des Depots mit anschließender Kliffbrandung und Reflexion, wodurch ein starker Massenverlust entstand (Abb. 9, vgl. Abb. 6b).

Unabhängig von den örtlichen Besonderheiten sowie von den unterschiedlichen Sturmfluthäufigkeiten und Wellenenergien zeigen aber Abb. 8 und 9 durch die Möglichkeit der linearen Näherung in den einfachlogarithmischen Darstellungen die Gültigkeit des Exponentialgesetzes nach Gleichung (4) für die einzelnen Sandvorspülungen.

4. Folgerungen und Ausblick

Aus den vorstehenden Überlegungen geht hervor, daß eine Minimierung des langzeitigen Massenbedarfes nur durch möglichst kurzfristige Wiederholungsintervalle mit entsprechend geringen Vorspülmengen möglich ist; im Extremfall ist der geringste Massenbedarf dann vorhanden, wenn die entstehenden Verluste augenblicklich ausgeglichen werden. Wie bereits im Abschnitt 2.1 erwähnt, ist dieses weder technisch möglich noch sinnvoll. Auch Vorspülungen in Jahresintervallen (jeweils nach den sturmflutaktiven Wintermonaten) sind problematisch, auch wenn z. B. an eine stationäre Rohrleitung (Korrosion!) gedacht wird.

Wenn Wiederholungsvorspülungen im Ausschreibungsverfahren durchgeführt werden, muß die baubetriebliche Regel beachtet werden, daß der Einheitspreis um so höher wird, je geringer die Vorspülmenge ist. Dies hängt von den Festkosten der Baustelleneinrichtung ab, die wiederum eng mit dem Einbauverfahren (Vorspülung von der Landseite her oder Hopperbetrieb mit Übergabestation und anschließender Übergabeleitung usw.) abhängig sind; BRUUN (1991) schlägt Einbauverfahren mit relativ kleinen Geräten vor, bei denen auch bei geringen Vorspülmengen wirtschaftlich gearbeitet werden kann. Es müssen aber auch diejenigen Kosten berücksichtigt werden, die dem Auftraggeber für die Vorbereitung der Ausschreibung, für Bauaufsicht, Aufmaße usw. entstehen. Es können hier keine allgemeinen Regeln aufgestellt werden, sondern es ist von Fall zu Fall zu ermitteln, welche Mindestvorspülungen wirtschaftlich sind; die Ergebnisse nach Tafel 1 und Abb. 5 können dazu aber wichtige quantitative Entscheidungshilfen geben.

Da Wiederholungsvorspülungen meist an Orten mit starkem Fremdenverkehr stattfinden, muß auch die Störung des Strand- oder Badebetriebes als ernstzunehmender Faktor berücksichtigt werden.

Bei starren Uferschutzwerken, bei denen die Vorspülungen nur die Funktion einer Fußsicherung erfüllen müssen, ist eine erhebliche Verminderung des mittleren Massenbedarfes dadurch möglich, daß das Mindestvolumen V_{\min} auf das eben nötige Minimum beschränkt wird, weil sich dadurch bei gegebener Halbwertzeit die längsten Wiederholungsintervalle ergeben (Gleichung [9]).

Werden aber Wiederholungsvorspülungen zum Schutze abbruchgefährdeter Uferstrecken (Kliffstrecken oder Dünen) angelegt, so besteht hier immer das Risiko, daß durch extreme Sturmflutereignisse wie z. B. Anfang 1990 das Restvolumen einer Vorspülung ausgeräumt wird und es dann zu Abbrüchen kommt. Da diese Sturmflutereignisse nicht vorhergesagt werden können, muß hier immer eine gewisse Reserve z. B. als Depot bestehen (Abb. 7). Für die deutsche Nordseeküste ist es hier aber von Bedeutung, daß ein meteorologischer Zyklus von fünf bis sechs Jahren, auf den LAMB bereits 1975 aufmerksam machte, auch in den Sturmflutaktivitäten nachzuweisen ist (FÜHRBÖTER, 1976; SIEFERT, 1988; FÜHRBÖTER und TÖPPE, 1991). Eine Ausrichtung der Wiederholungsintervalle auf diesen Zyklus kann sinnvoll sein; auch hier liefern Tafel 1 und Abb. 5 quantitative Entscheidungshilfen dafür, mit welchem Mehrbedarf an Vorspülmengen diesem Risiko begegnet werden kann.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß durch die Form einer Vorspülung eine gewisse Beeinflussung der Halbwertzeit möglich ist (FÜHRBÖTER, 1985). Auf jeden Fall sollten Wiederholungsvorspülungen von regelmäßigen Aufmaßen begleitet sein, damit über die Bestimmung der Halbwertzeiten (vgl. Abb. 8 und 9) eine genauere Prognose des langfristigen Massenbedarfes ermöglicht werden kann.

5. Schriftenverzeichnis

- ALW Husum: Fachplan Küstenschutz Sylt. Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, Husum, 1985.
- ANDRESEN, F. H., DETTE, H. H. und GÄRTNER, J.: Schutz sandiger Küsten durch Sandvorspülungen am Beispiel der Insel Sylt. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, 1987, 42. Band, 1988.
- BRUUN, P.: Optimum dredging procedures for the artificial nourishment of beaches. Journ. Dredging + Port Construction, Vol. XVIII, No. 1, Trade Publications Ltd., Redhill, Surrey, U.K., 1991.
- FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. 14th Internat. Conference on Coastal Eng., Copenhagen, Dänemark, 1974, a) Summaries, Chapter 3.7-2, b) Proc., Vol. II, Chapter 85.
- FÜHRBÖTER, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeit von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. des Leichtweiß-Instituts der Techn. Universität Braunschweig, Heft 51, 1976.
- FÜHRBÖTER, A.: Stabilität von Sandvorspülungen. Berichte von der 5. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Fachsektion Ingenieurgeologie, Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. und Deutsche Geologische Gesellschaft e.V., Kiel, 1985.
- FÜHRBÖTER, A. und TÖPPE, A.: Duration of Storm Tides at High Water Levels. UNESCO IHP, Storm Surges, River Flow and Combined Effects. Intern. Workshop „Storm '91“, April 1991, Hamburg.
- LAMB, H. H.: Remarks on the Current Climatic Trend and its Perspective. Proceedings WMO/IAMAP, Symposium on Long-Term Climatic Fluctuations, Norwich, August 1975.
- SIEFERT, W.: Einige Anmerkungen zur Sturmflutentwicklung im Nordsee-Küstengebiet. HANSA - Schifffahrt-Schiffbau-Hafen, 125. Jg., Nr. 20, 1988.

Kontinuierliche Beobachtungen der Gewässersohle mit einem Sandstandpegel

Von HELMUT MANZENRIEDER und BEREND SNIPPE

Zusammenfassung

Digitale Sandstandpegel wurden erstmalig mehr als ein Jahr im Niedrigwasserbereich der Nordseeküste eingesetzt. Derartige Meßsysteme zeichnen bei allen hydrologischen Bedingungen in einstellbaren Zeitschritten die Höhenlage der Gewässersohle auf. Die so gewonnenen Zeitreihen ergeben einen vertieften Einblick in die Dynamik der Gewässersohle besonders zu den energiereichen Phasen, die den Einsatz konventioneller Beobachtungsmethoden verhindern.

Summary

For the first time a digital sand level gauge was used for over a year in the coastal water zone of the North Sea. This type of measuring system records the vertical position of the sea bottom under all hydrological condition in adjustable time steps. The time series collected in this manner give deeper insights into the dynamics of the sea bottom, especially in the high energy phases which prevent the use of conventional observation methods.

Inhalt

1. Einleitung	255
2. Systembeschreibung und Betrieb	257
3. Ergebnisse	258
4. Ausblick	262
5. Schriftenverzeichnis	262

1. Einleitung

Die Kenntnis über die aktuelle Lage der Sohle der Küstengewässer ist seit jeher von hohem Interesse bzw., wie etwa bei der Schifffahrt, eine unabdingbare Voraussetzung für Bewegungen in begrenzten Wasserräumen. Bei allen Unterhaltungsaufgaben im Küstenbereich, aber auch bei entsprechenden Standsicherheitsbetrachtungen, bilden Planunterlagen die Grundlage, die durch hydrographische Vermessung (Seevermessung) mittels Echolotpeilung aufgenommen werden. Derartige Messungen liefern zu einem Zeitpunkt Aussagen für ein größeres Seegebiet. Diese Art der Beobachtung beinhaltet latent die Gefahr von Fehlinterpretationen; auf Abb. 1 ist dies schematisch dargestellt.

Am Beispiel eines sinusförmigen Verlaufes der Sohländerungen ist zu erkennen, daß hier jede Angabe zu dem Trend ohne weitere Informationen eine gewisse Risikobereitschaft erfordert. Diese Beschränkung wird überlagert von der Tatsache, daß derartige Seevermessungen bei zunehmender Seegangintensität mit einem überproportionalen Fehler behaftet sind bzw. bei rauher See vollständig verhindert werden.

Über diese äußeren Begrenzungen hinaus bestehen stochastische und deterministische Fehlerquellen, die sich zu einem wesentlichen Teil aus dem physikalischen Prinzip der

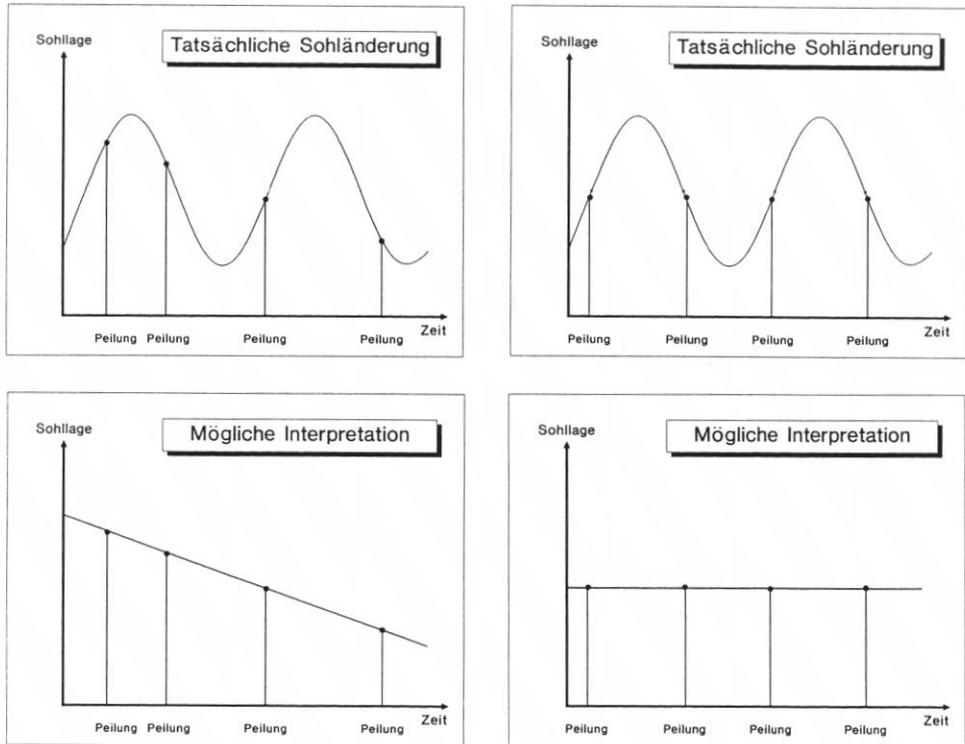


Abb. 1: Dynamische Sohlveränderungen und ihre Interpretation anhand von Peilungen (schematisch)

Echolotmessung ergeben. Allein die Dämpfung steiler Unterwasserneigungen, die als sog. Böschungsfehler bezeichnet wird, führt zu einem Fehler, der in extremen Fällen bis zu 10 % der Wassertiefe erreichen kann (MANZENRIEDER, WITTE, 1986). Nach Beendigung des umfangreichen, interdisziplinären Forschungsvorhabens – Sandbewegung im Küstenraum – wurde 1977 in dem Abschlußbericht auf diese bestehende Unschärfe bei der Betrachtung der dynamischen Vorgänge in folgender Weise hingewiesen (FÜHRBÖTER, 1977):

„Es sei an dieser Stelle – stellvertretend für alle Verfahren, bei denen versucht wird, aus Peilungen und Vermessungen in entweder festen oder variablen Zeitabständen morphologische Entwicklungen zu erkennen und zu verfolgen – darauf hingewiesen, daß diese großflächigen Veränderungen nach Möglichkeit durch zeitlich-kontinuierliche Messungen an einzelnen Punkten, die dafür besonders ausgesucht werden müssen, ergänzt werden sollten. Im Strandbereich von Sylt hat beispielsweise LAMPRECHT (1955) gezeigt, daß sich die Strandhöhe während einer Tide um mehr als einen Meter verändern kann. So werden sich an jedem Punkt tägliche (bei Sturmfluten vielleicht stündliche), monatliche und vor allem jahreszeitliche Veränderungen der Sohlhöhe ergeben, die wiederum stark von den jeweiligen meteorologischen Bedingungen abhängen können. Es ist daher an exponierten und wichtigen Stellen (z. B. an Rändern von Schifffahrtswegen, vor Häfen usw.) an den Einsatz von Sandstandpegeln zu denken, die es gestatten, mit geeigneten Abfrageprogrammen die genannten zeitlichen Einflüsse auf die Sohle zu erfassen. Langjährig betrieben und in Zusammenhang mit den – auf jeden Fall und immer notwendigen – Peilungen können sie, wenn auch auf einzelne (aber ausgesuchte!) Punkte beschränkt, den räumlichen Dimensionen eine kontinuierliche Zeitdimension hinzufügen und dadurch wesentlich vertiefere Einblicke in die Küstenprozesse ermöglichen.“

Initiiert von dieser Problemstellung wurden verschiedene Konzepte für ein geeignetes System geprüft (BASINSKI, 1989) und hinsichtlich der praktischen Eignung bewertet. Ein

und der 32 kByte Speichereinheit ermöglicht im Tidegebiet eine Datenentnahme ohne Ausbau des Systems vor Ort und somit eine direkte Koppelung aufeinanderfolgender Meßzeiträume. Die Erfahrungen zeigen aber, daß bei mehrmonatigen Meßreihen ein Rückbau des Systemes mit anschließender Systempflege sinnvoll ist.

In der normalen Verwendung wurden die Geräte landseitig auf den Einsatz vorbereitet; dies umfaßte folgende Schritte:

- Aufbringen eines geeigneten, transparenten Anti-Fouling-Anstriches vor allem im Bereich der Sensoren zusammen mit einer Zink-Opferanode. Dies ist vor allem in den Sommermonaten unabdingbar.
- Probetrieb mit Funktionskontrolle bei verkürztem Abtastintervall.
- Einstellen des Abtastintervalls (10, 30, 60, 120 oder 360 Minuten) unter Beachtung der erforderlichen Gesamtmeßzeit. Bei einem Abtastintervall von 60 Minuten konnte das System rd. 40 Tage betrieben werden.
- Auslösen des Systems unter Beachtung der Startzeit.
- Aufsetzen des zylindrischen Kopfteles über eine druckwasserdichte O-Ring-Dichtung.

Der Einbau des Systems vor Ort erfolgte danach umgehend; dabei wurde der Pegel mit leichter Spülhilfe jeweils bis zur Mitte der Meßstrecke in den Bodenkörper eingebracht, um sowohl Erosionen als auch Sedimentationen zu erfassen. Sofern die Tendenz der Sohländerungen eindeutig ist, kann der gesamte Meßbereich genutzt werden.

3. Ergebnisse

Digitale Sandstandpegel wurden seit 1989 bisher für folgende Fragestellungen in deutschen Küstengewässern eingesetzt:

- Sedimentationsverlauf im Bereich einer zu unterhaltenden Hafenzufahrt
- Vergleich zwischen Ultraschallaufnahmen und terrestrischer Vermessung
- Beweissicherung für Muschelkulturen im Zuge von Unterhaltungsbaggerungen
- Sedimentationsverlauf einer Probegaggerung zur Fahrwasservertiefung

Am Beispiel der Untersuchungen zu dem Sedimentationsverhalten im Bereich einer Hafenzufahrt, die für das Niedersächsische Hafenam Wilhelmshaven vor Hooksiel durchgeführt wurden, werden die ersten Ergebnisse einer Langzeitbeobachtung nachfolgend vorgestellt.

Das Seegebiet vor dem Außenhafen Hooksiel befindet sich innerhalb einer Sedimentationszone im Nahbereich einer Seeschiffahrtsstraße, deren Trassenverlauf unter Einsatz massiver Baggerungen verlegt wurde. Für die uneingeschränkte Nutzung des Hafens waren verstärkt Unterhaltungsmaßnahmen erforderlich. Im Rahmen eines laufenden Untersuchungsprogrammes des Leichtweiß-Instituts der T. U. Braunschweig wurde ein Sandstandpegel an der Niedrigwasserlinie eingebaut und in dem Zeitraum April 1989 bis Juni 1990 betrieben (Abb. 3).

Für die Dauer von knapp 14 Monaten erfolgte damit an einem ausgewählten Punkt am Rand der eingeschnittenen Zufahrt die Messung der Sohlhöhe im konstanten Abstand von einer Stunde bei allen hydrologischen Bedingungen. Insgesamt wurden während rd. 800 Tiden 9246 Meßfolgen aufgenommen. Das Gerät wurde hierbei nach dem Einspülen in den Sedimentkörper (schluffiges Sandwatt) jeweils bis zu 40 Tagen betrieben, Detailbetrachtungen zeigten, daß der durch den Einspülvorgang erzeugte Anfangskolk innerhalb von 24 Stunden abgeklungen war. Am Ende jeder Meßphase wurde das System zur günstigen Niedrigwasserphase rückgebaut, wobei die Position durch einen mechanischen Hilfspegel gesichert wurde. Nach dem Datentransfer und der Systempflege erfolgte der erneute Einbau in aller Regel am

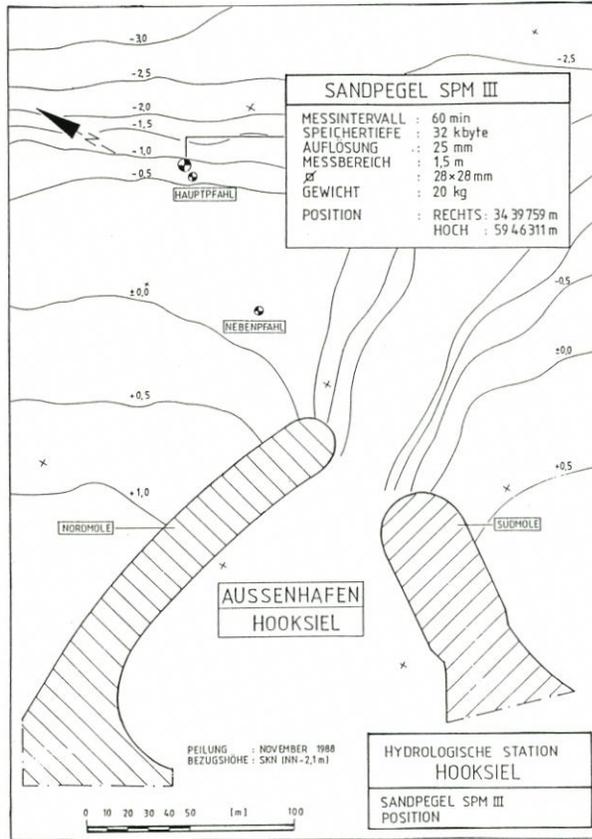


Abb. 3: Hydrologische Station Hooksiel mit Position des Sandstandpegels

folgenden Tag. Auf Abb. 4 ist eine Übersicht der Sohlveränderungen für den gesamten Meßzeitraum dargestellt.

- Folgende Aussagen können auf der Grundlage der digitalen Zeitreihe gemacht werden:
- Über den gesamten Meßzeitraum trat an dem Meßpunkt eine Sedimentation von rd. 1 m auf; dies entspricht einem mittleren Anstieg von rd. 7 cm pro Monat. Hierzu ist zu bemerken, daß die großräumigen Veränderungen der Sohle durch sog. Quartalspeilungen verfolgt wurden. Die Ergebnisse dieser Einzelmessungen korrelieren signifikant mit den punktuellen Messungen des Sandstandpegels.
 - Neben den Phasen unterschiedlicher Intensität sind vor allem zwei Sprungstellen auffällig. Bei dem ersten Ereignis am 28. August 1989 erfolgte innerhalb weniger Stunden ein Anstieg der Sohle von rd. 20 cm. Demgegenüber war das zweite Ereignis Anfang März 1990 durch einen Rückgang in ähnlicher Größe innerhalb weniger Stunden geprägt.

Die Ursachenanalyse für die Sprungstellen wurde dadurch erleichtert, daß neben den Daten der hydrologischen Station ab August 1989 auch kontinuierliche Windaufzeichnungen in die Beobachtungen einbezogen wurden. Auf Abb. 5 sind alle verfügbaren Informationen für August 1989 zusammengefaßt.

Die relative Sohländerung ist als Ausschnitt aus Abb. 4 dargestellt (links, oben). Die signifikanten Wellenhöhen $H_{1/3}$ (links, unten) als Maß der Seegangsintensität, die sich aus

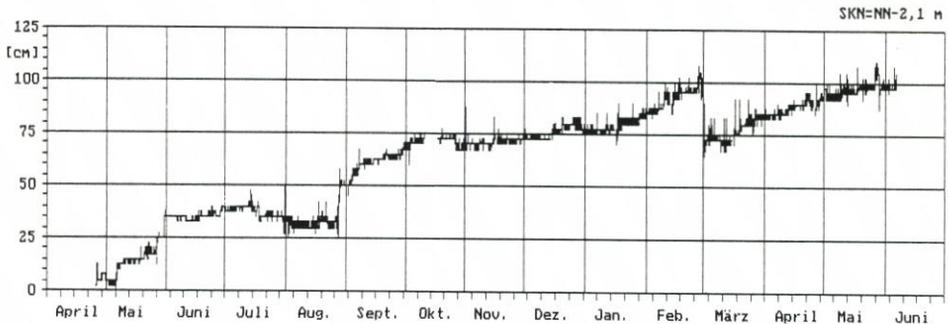


Abb. 4: Außenhafen Hooksiel – Gesamtübersicht der Sohlveränderung in dem Zeitraum April 1989 bis Juni 1990 (Intervall: 1 Stunde)

2stündigen Meßintervallen ergaben, waren während des sprunghaften Anstiegs der Sohle mit Werten bis nahezu 2 m für das Seegebiet erheblich. Die außergewöhnliche Situation wird auch durch die Strömungsgeschwindigkeit, die an der gleichen Lokation rd. 20 cm über der Sohle aufgenommen wurde, ausgewiesen. Neben einer leichten Zunahme der Geschwindigkeit (Mitte, oben) während der intensiven Phase ist vor allem die Strömungsrichtung (Mitte, unten) zu beachten. Während ein steter Wechsel der Richtung mit der Tide als Normalfall zu erkennen ist, fällt der sprunghafte Anstieg der Gewässersohle mit einer Dominanz der Flutrichtung (SSE), bei vollständigem Ausfall der Ebbströmung, zusammen.

Die Windmessungen auf der naheliegenden Niedersachsenbrücke liefern für das Verhalten weitere Hinweise. Wird die mittlere Windgeschwindigkeit (rechts, oben) über den Monat als frische Brise (Bft 5) klassifiziert, so nimmt der Wind am Ende der vierten Woche zu und erreicht nahezu zeitgleich mit dem sprunghaften Anstieg der Sohle bei nördlichen Richtungen Sturmstärke (rechts, unten).

Ist für das singuläre Ereignis im August 1989 ein direkter Zusammenhang zwischen der Windbelastung, der hydrologischen Entwicklung und den hieraus resultierenden Veränderungen der Sohle herzustellen, so zeigt das gegenläufige Verhalten im März 1990 ein diffuses Bild. Zu diesem Zeitpunkt standen neben den Ergebnissen des Sandstandpegels allein die Windinformationen zur Verfügung; die Wellen- und Strömungsmeßgeräte waren zwischenzeitlich durch Versandung ausgefallen bzw. zeitweise gestört.

Innerhalb von 10 Stunden trat ein Rückgang der Sohle von bis zu 22,5 cm (9 Stufen) auf, der sich danach auf einen Effektivwert von 17,5 cm stabilisierte. Ein Sturm mit mittleren Windgeschwindigkeiten bis 23 m/s (Bft 9) aus dem Sektor SW war in dem Seegebiet wenige Tage vorher aufgetreten. Zum Zeitpunkt des sprunghaften Rückganges herrschten bei steifen Winden mit Geschwindigkeiten bis rd. 17 m/s (Bft 7) für die Jahreszeit keine ungewöhnlichen Bedingungen.

Eine eingehende Betrachtung der Ursachen zeigte, daß meßtechnische Fehler und selbstinduzierte Kolke mit hoher Wahrscheinlichkeit auszuschließen sind. Folgende Ursachen wurden diskutiert:

- Flächenhafte Erosion einer instabilen Sedimentauflage
- Böschungsrutschung, ausgelöst durch die eingeschnittene Hafenzufahrt
- Schraubenstahlerosion durch ein passierendes Fahrzeug
- Fernwirkung des benachbarten Meßpfahles (Abb. 3)

Eine eindeutige Zuordnung der auffälligen Veränderung konnte auch nach Auswertung der verfügbaren Peilunterlagen allein aus dem zeitlichen Abstand nicht erreicht und erwartet werden (vgl. Abb. 1).

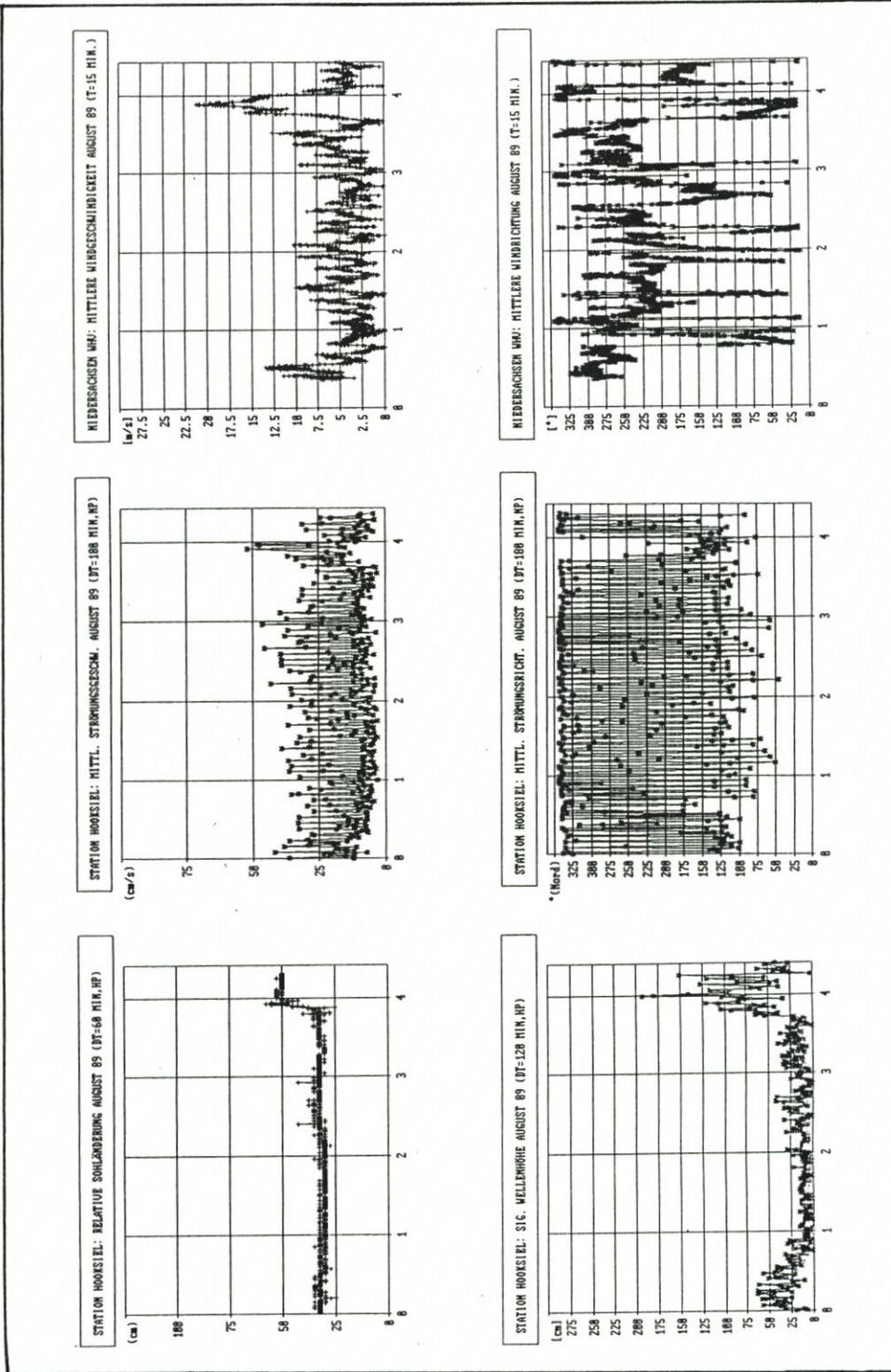


Abb. 5: August 1989 – Veränderungen an der Gewässersohle in Verbindung mit den hydrologischen und meteorologischen Bedingungen

Zusammenfassend ist aus den Messungen zu entnehmen, daß die Gewässersohle an dem Meßort im Beobachtungszeitraum absolut um 1 m anstieg. Ein Sturmereignis lieferte innerhalb weniger Stunden allein einen Beitrag von rd. 20 %. Die Ursachen des sprunghaften Rückganges, der nur durch die mikroskopartige Betrachtung festzustellen war, verbleiben im Bereich der Spekulation.

4. Ausblick

Für die intermittierende Aufnahme der Oberflächengestalt von Gewässersohlen werden moderne Ultraschall-Echolote verwendet.

In Zonen mit stark wechselnder Morphologie, wie sie für den Küstenbereich von Tidegewässern typisch sind, ist der Einsatz spezieller Instrumente zur permanenten Beobachtung der Gewässersohle als Ergänzung im Zeitbereich sinnvoll (Abb. 6). Die punktuelle Messung bleibt stets ein systemimmanenter Nachteil; gleichwohl läßt die kombinierte Anwendung der verschiedenen Systeme eine Vertiefung des Kenntnisstandes für die ingenieurpraktischen, aber auch für die wissenschaftlichen Fragestellungen erwarten. Die vorgestellten Messungen sind hierfür ein Beispiel.

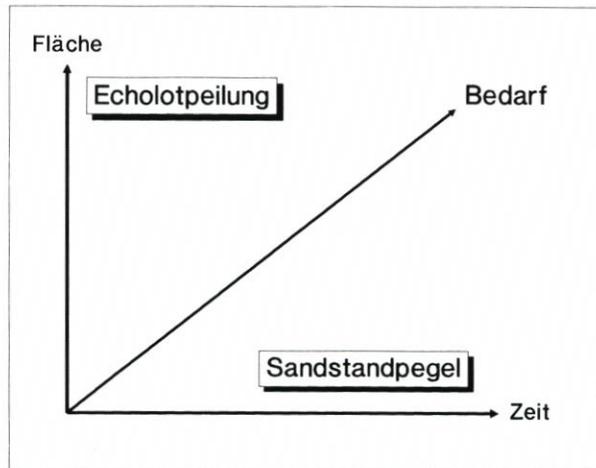


Abb. 6: Verfahren zur Aufnahme der Gewässersohle (schematisch)

Eine nächste Generation derartiger Geräte sollte eine erhöhte Auflösung bei vergrößerter Meßdauer erreichen. Die Mikroelektronik stellt heute bereits die Komponenten zur Verfügung. Die Standfestigkeit aller Komponenten unter den extrem rauen Bedingungen wird hierbei stets der Prüfstein für die Verwendungsfähigkeit sein.

5. Schriftenverzeichnis

- BASINSKI, T.: Field Studies on Sand Movement in the Coastal Zone, Polish Academy of Sciences, Institute of Hydroengineering, Gdansk, 1989.
 FÜHRBÖTER, A.: Sandbewegung im Küstenraum: Rückschau, Ergebnisse und Ausblicke. DFG, Boppard, Boldt, 1979.

- FÜHRBÖTER, A., DETTE, H.-H. u. MANZENRIEDER, H.: Optimierung der Unterhaltungsmaßnahmen im Bereich des Hafens Hooksiel. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der T.U. Braunschweig, Abt. Hydromechanik und Küstenwasserbau, Bericht Nr. 634 (unveröff.), 1986.
- FÜHRBÖTER, A., DETTE, H.-H. u. MANZENRIEDER, H.: Hydrologische Station Hooksiel, Meßzeitraum Dezember 1987–Mai 1989. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der T.U. Braunschweig, Abt. Hydromechanik und Küstenwasserbau, Bericht Nr. 683 (unveröff.), 1989.
- LERCH, D., MANZENRIEDER, H. u. WITTE, H.-H.: Ein digitaler Sandpegel zur permanenten Beobachtung der Gewässersohle. Hansa, Nr. 1/2, 1990.
- LAMPRECHT, H.-O.: Wellendruck und druckerzeugender Seegang. Mitteilungen des Franzius-Instituts der T.U. Hannover, H. 8, 1955.
- MANZENRIEDER, H. u. WITTE, H.-H.: Aufnahme von dynamischen Veränderungen an Gewässersohlen – Verfahren, Einschränkungen und neue Methoden. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der T.U. Braunschweig, Heft 93, 1986.
- MANZENRIEDER, H.: Veränderungen der Gewässersohle im Tidebereich vor Hooksiel, Zeitraum April–Oktober 1989. (Unveröff.), 1989.
- MANZENRIEDER, H.: Veränderungen der Gewässersohle im Tidebereich vor Hooksiel, Zeitraum Oktober 1989–Juni 1990. (Unveröff.), 1990.