

## Empfehlungen A 2002

# Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken

### Inhalt

<b>1. Einführung</b> .....	5
<b>2. Wasserstände und Sturmfluten</b> .....	7
2.1 Bemessungswasserstand .....	7
2.1.1 Definition des Bemessungswasserstandes und Begriffe .....	7
2.1.2 Ermittlung des Bemessungswasserstandes .....	10
2.1.3 Die Bemessungsverfahren .....	12
2.2 Bemessungswasserstände in Verbindung mit Sicherheitsstandard und Risiko .....	15
2.3 Physikalische Prozesse .....	17
2.3.1 Erläuterung der maßgeblichen physikalischen Prozesse für die Entstehung von Extrem-Wasserständen für die deutsche Nordseeküste .....	17
2.3.2 Windstauanalysen .....	22
2.4 Systemanalysen mit numerischen Modellen für die Nord- und Ostsee als Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswasserständen .....	25
2.4.1 Numerische Modelle für Nord- und Ostsee .....	25
2.4.2 Ermittlung regionaler Extremwasserstände durch Systemvariationen mit numerischen Modellen .....	27
2.5 Übersicht der höchsten eingetretenen Wasserstände und der Bemessungswasserstände .....	28
2.6 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 2 .....	31
<b>3. Seegang und Brandung</b> .....	34
3.1 Einführung .....	34
3.2 Anmerkungen zu Wellentheorien .....	36
3.2.1 Allgemeines .....	36
3.2.2 Deterministische Wellentheorien, Überblick .....	37
3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude (AIRY-LAPLACE) .....	42
3.2.2.2 Theorien endlicher Amplitude (STOKESSche Wellentheorien) .....	43
3.2.2.3 Cnoidale Wellentheorie und Theorie der Einzelwelle .....	45
3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie und LAGRANGESche Betrachtungsweise nach WOLTERING .....	46
3.2.3 Zur Anwendung der Wellengleichungen, lineare Theorie .....	46
3.2.3.1 Potentialfunktion .....	46
3.2.3.2 Orbitalbewegung .....	47
3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle .....	47
3.2.3.4 Kinetische und potentielle Energie .....	48
3.2.3.5 Energiefluss .....	49
3.2.3.6 Gruppengeschwindigkeit .....	49
3.2.3.7 Überlagerung von Wellen .....	50
3.3 Seegang .....	50
3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung .....	50
3.3.2 Seegangsparameter, Definitionen und Bezeichnungen .....	54
3.3.2.1 Allgemeines .....	54
3.3.2.2 Zeitbereichsparameter .....	55
3.3.2.3 Frequenzbereichsparameter .....	58

3.3.3	Zusammenhänge zwischen Seegangparametern im Zeit- und Frequenzbereich .....	59
3.3.4	Hinweise zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs bei Simulation und Bemessung .....	61
3.3.5	Formen des Spektrums .....	65
3.3.5.1	Eindimensionales Seegangsspektrum, Tiefwasser .....	65
3.3.5.2	TMA-Flachwasserspektrum .....	67
3.4	Flachwassereffekte .....	69
3.4.1	Allgemeines .....	69
3.4.2	Refraktion .....	70
3.4.3	Shoaling .....	72
3.4.4	Wellenbrechen .....	75
3.4.5	Sohlrreibung und Perkolation .....	84
3.5	Bauwerksbedingte Einflüsse .....	85
3.5.1	Reflexion .....	85
3.5.2	Diffraktion .....	88
3.5.3	Wellentransmission .....	92
3.5.4	Wellenauflauf .....	99
3.5.5	Druckschlag .....	99
3.6	Ermittlung von Seegangsdaten .....	100
3.6.1	Allgemeines .....	100
3.6.2	Seegangsvorhersageverfahren .....	101
3.6.2.1	Einführende Hinweise und Ziele .....	101
3.6.2.2	Definitionen und Eingangsgrößen .....	102
3.6.2.3	JONSWAP-Seegangsvorhersage für Tiefwasser nach RICHTER .....	103
3.6.2.4	Gleichungen und Diagramme für Tiefwasser, Shore Protection Manual .....	105
3.6.2.5	Berechnungsverfahren für einfache Windfelder im Flachwasser, Shore Protection Manual .....	107
3.6.2.6	Berücksichtigung von TMA-Flachwasserspektren in der Seegangsvorhersage .....	108
3.6.3	Seegangsmessungen .....	110
3.6.3.1	Konzeptionelle Überlegungen .....	110
3.6.3.2	Hinweise auf durchgeführte Messungen, deutsches Küstengebiet .....	111
3.6.3.3	Zur Auswertung von Seegangsmessungen .....	113
3.6.4	Wind-Wellen-Korrelationen .....	118
3.6.5	Schließung von Datenlücken .....	124
3.6.6	Extrapolation von Messreihen auf längere Zeiträume .....	126
3.7	Bemessungsseegang .....	128
3.7.1	Definitionen und Vorbemerkungen .....	128
3.7.2	Bemessung bei der Ermittlung integraler Größen und Häufigkeitsangaben ..	129
3.7.3	Bemessung auf extreme Ereignisse und Risikoaspekte .....	131
3.7.4	Kurzzeitstatistik .....	134
3.8	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 3 .....	138
<b>4.</b>	<b>Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken .....</b>	<b>143</b>
4.1	Einführung .....	143
4.2	Geböschte Bauwerke .....	143
4.2.1	Allgemeines .....	143
4.2.2	Druckschlagbelastung .....	145
4.2.3	Quasihydrostatische Wellenwirkungen .....	150
4.2.4	Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen .....	150
4.2.4.1	Referenzfall .....	151
4.2.4.2	Einfluss des naturnahen Seegangs .....	153
4.2.4.3	Einfluss einer veränderlichen Deichneigung auf die Wellenaufbauhöhe .....	153
4.2.4.4	Einfluss der Oberflächenrauheit .....	156
4.2.4.5	Einfluss der Wellenangriffsrichtung .....	157

4.2.4.6	Anwendung von Teekinmessungen .....	158
4.2.4.7	Strömungsgrößen des Wellenaufbaus .....	159
4.2.4.8	Numerische Modelle .....	160
4.2.5	Berechnungsverfahren für Wellenüberlauf .....	161
4.2.5.1	Einleitung .....	161
4.2.5.2	Ermittlung der mittleren Wellenüberlauftrate $q$ .....	161
4.2.5.3	Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens .....	162
4.2.5.4	Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf .....	163
4.2.5.5	Zulässige Wellenüberlaufzeiten .....	163
4.2.5.6	Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs .....	164
4.2.6	Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperabdeckungen .....	166
4.2.6.1	Allgemeines .....	166
4.2.6.2	HUDSON-Formel .....	166
4.2.6.3	Ermittlung des erforderlichen Decksteingewichtes nach VAN DER MEER .....	167
4.2.7	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.2 .....	171
4.3	Senkrechte Wellenbrecher .....	174
4.3.1	Bauwerkstypen .....	174
4.3.2	Hydraulische Bemessungsgrundlagen für senkrechte Wellenbrecher .....	174
4.3.2.1	Bemessungsablauf .....	175
4.3.2.2	Hinweise zur hydraulischen Wirksamkeit .....	175
4.3.2.3	Wellenbelastung senkrechter Wellenbrecher .....	177
a)	Klassifizierung der Lastfälle .....	177
b)	Lastfälle ohne Druckschlag .....	179
c)	Lastfälle mit Druckschlagbelastung .....	186
4.3.2.4	Wellenbelastung senkrechter Schutzwerke mit durchlässiger Front ..	188
a)	Durchlässige Wände ohne Wellenkammer .....	188
b)	Durchlässige Wände mit Wellenkammer(n) .....	189
c)	Schutzmauer mit Dissipationskammer auf hoher Schüttsteinunterlage (HMCB-Konzept) .....	190
4.3.2.5	Allgemeine Hinweise zu anderen Belastungsarten und zugehörigen Standsicherheitsnachweisen .....	191
4.3.3	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.3 .....	192
4.4	Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke .....	194
4.4.1	Allgemeines .....	194
4.4.2	Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON u. SCHAAF (MOJS) .....	194
4.4.3	Kraftkoeffizienten für das MOJS-Überlagerungsverfahren .....	195
4.4.3.1	Kraftkoeffizient $CD$ .....	195
4.4.3.2	Kraftkoeffizient $CM$ .....	196
4.4.3.3	Einfluss der Oberflächenrauheit .....	196
4.4.4	Sonderfälle bei Pfahlbauwerken .....	197
4.4.4.1	Überlagerte Strömungen .....	197
4.4.4.2	Brechende Wellen .....	197
4.4.4.3	Geneigte Pfähle .....	198
4.4.4.4	Horizontale Zylinder .....	198
4.4.4.5	Pfahlgruppen .....	198
4.4.4.6	Vom Kreiszyylinder abweichende Pfahlquerschnitte .....	199
4.4.4.7	Pfahlschwingungen durch Wirbelablösungen .....	199
4.4.5	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.4 .....	199
5.	<b>Strömungen</b> .....	200
5.1	Allgemeines .....	200
5.2	Tideströmungen .....	201
5.3	Dichteströmungen .....	205
5.4	Seegangserzeugte Strömungen .....	207
5.5	Driftströmungen (winderzeugte Strömungen) .....	209
5.6	Bemessung auf Strömungen .....	210
5.6.1	Vorbemerkung .....	210

5.6.2	Sohl- und Böschungsauskleidungen .....	211
5.6.3	Sohlsicherung in/vor Sperrwerken und Sielen .....	213
5.6.4	Böschungen kleiner Häfen .....	214
5.7	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 5 .....	214
<b>6.</b>	<b>Sandbewegung im Küstenbereich .....</b>	<b>215</b>
6.1	Einleitung .....	215
6.2	Charakteristika von Küstensystemen .....	217
6.3	Merkmale und Eigenschaften einer sandigen Küste .....	218
6.4	Kriterien für Erosion oder Akkumulation an einer Küste .....	220
6.5	Bewegungsbeginn von Sedimenten und Sohlformen .....	221
6.6	Energiefluss in die Brandungszone einer Küste .....	223
6.7	Aktive Zone einer Erosionsküste .....	226
6.8	Küstenlängstransportpotential .....	230
6.9	Bestimmung der Gesamtfracht aus Transport an der Sohle und in Suspension ....	233
6.10	Berechnung der Bodenfracht .....	233
6.11	Berechnung der Suspensionskonzentration .....	236
6.11.1	Problemstellung .....	236
6.11.2	Suspensionskonzentration außerhalb der Brandungszone .....	238
6.11.3	Suspensionskonzentration innerhalb der Brandungszone .....	239
6.12	Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes .....	240
6.12.1	Allgemeines .....	240
6.12.2	Ansatz nach CERC .....	241
6.12.3	Ansatz von KAMPHUIS .....	242
6.12.4	Berechnungsbeispiele .....	242
6.13	Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes .....	246
6.13.1	Einleitung .....	246
6.13.2	Ansätze für das Gleichgewichtsprofil .....	247
6.13.3	Numerisches Modell von KRIEBEL .....	248
6.13.4	Numerisches SBEACH-Modell .....	249
6.14	Schutzbedarf sandiger Küsten .....	250
6.15	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 6 .....	253
<b>7.</b>	<b>Eisgang .....</b>	<b>257</b>
7.1	Vorbemerkungen .....	257
7.2	Eisbildung und Arten von Eis .....	257
7.2.1	Allgemeines .....	257
7.2.2	Bildung von Oberflächeneis .....	257
7.2.3	Bildung von Salzwassereis (Meereis) .....	258
7.2.4	Bildung von Süßwassereis .....	261
7.2.5	Bildung von Schwebeis .....	261
7.2.6	Bildung von Grundeis .....	262
7.3	Eisfestigkeiten .....	262
7.3.1	Allgemeines .....	262
7.3.2	Druckfestigkeit .....	262
7.3.3	Zugfestigkeit .....	264
7.3.4	Biegefestigkeit .....	266
7.3.5	Scherfestigkeit .....	267
7.3.6	Zwei- und dreiachiale Festigkeit des Eises .....	267
7.3.7	Zusammenfassung der Eisfestigkeiten .....	267
7.4	Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck .....	267
7.4.1	Allgemeines .....	267
7.4.2	Arten der Eisdruckbelastung .....	269
7.4.3	Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen .....	270
7.4.4	Flächenbezogene Eisvolumensumme und maximale Eisdicke im deutschen Küstengebiet .....	271
7.5	Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 7 .....	273

<b>8. Statistische Analyse extremer Ereignisse</b> .....	275
8.1 Begriffsbestimmung, Grundlagen der Statistik .....	275
8.2 Datenerfassung, Prüfung und Auswahl der Stichprobe .....	280
8.3 Extremwertstatistische Verteilungsfunktionen .....	285
8.4 Anpassung von Verteilungsfunktionen .....	285
8.4.1 Plotting Position .....	285
8.4.2 Methoden der Anpassung .....	287
8.4.3 Vertrauensbereiche (Konfidenzintervalle) .....	291
8.4.4 Bewertung der Anpassung .....	292
8.5 Extrapolation auf geringe Wahrscheinlichkeiten .....	293
8.6 Erforderliche Datenbasis .....	295
8.7 Physikalische Grenzbedingungen .....	297
8.8 Ausreißer .....	297
8.9 Bivariate Statistik .....	297
8.10 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 8 .....	301

## 1. Einführung

Die Küsten an Nord- und Ostsee als Grenze zwischen Festland und Meer sind keine festen Linien. Sie haben sich nicht nur in geologischen Zeiträumen verändert, sondern unterlagen auch in geschichtlicher Zeit bis in die Gegenwart dem ständigen Wandel. Die Einwirkungen der Naturkräfte auf die Küste sind nach langfristigen Vorgängen und kurzzeitigen Ereignissen zu unterscheiden. Zu den kurzzeitigen Ereignissen gehören Sturmfluten, die in wenigen Stunden in Jahrhunderten geschaffene Werke vernichten, wie es die katastrophalen Sturmfluten der Vergangenheit gezeigt haben. Sie können topographische Entwicklungen einleiten, die jedoch nur von Bestand sind, wenn ihnen das langfristige natürliche Kräftefeld folgt.

Die langfristigen Vorgänge gestalten die großräumigen Küstenformen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Küsten,

- die durch Abrasion alle morphologischen Formen landwärts verlagern, so dass Küstenrückgang herrscht,
- die in einem dynamischen Gleichgewicht sind und um eine mittlere Lage pendeln
- sowie solchen, die durch Sedimentation anlanden.

Bei den natürlichen Flachküsten an der Nordsee ist zu unterscheiden zwischen den Küsten, die aus Meeresablagerungen aufgebaut worden sind und den Küsten, die sich an Festlandsresten oder dem Festland selbst herausgebildet haben. Bestehen in etwa Gleichgewichtsbedingungen, dann sind Zeiten der Anlandung und des Abbruchs im Wechsel zu beobachten. Einhergehend mit dem Anstiegstrend des relativen Meeresspiegels und der Häufigkeit erhöhter Wasserstände befinden sich viele Festlandsküsten der Nordsee im Abbruch. Einzelne Küstenstrecken der Nordseeinseln, wie die Westküste von Sylt oder die Westenden einiger ostfriesischer Inseln, unterliegen ebenso einer langandauernden Abbruchtendenz.

An der stärker gegliederten Ostseeküste ist die Küstenlinienentwicklung ebenfalls häufig durch langfristigen Abbruch gekennzeichnet. So sind in Mecklenburg-Vorpommern etwa zwei Drittel der Küstenlänge durch eine negative Sedimentbilanz geprägt. Die äußeren Belastungen verursachen die morphologischen Veränderungen und bestimmen maßgebend Zufuhr und Abtrag von Material.

Der Mensch hat besonders seit der Mitte des 19. Jahrhunderts mit Schutzbauten in das natürliche Geschehen an den Küsten eingegriffen, um Siedlungen, Industrie- und Hafenan-

lagen dem Zugriff des Meeres zu entziehen. Dabei sollten die Bauwerke sowohl funktionell der Beeinflussung der Naturvorgänge dienen als auch konstruktiv den äußeren Belastungen durch die Wasserkräfte standhalten. Die Erfahrung lehrte aber, dass auch die Wechselwirkungen zwischen den errichteten Bauten und den Naturkräften wie Wellenreflexion und Leerosion beachtet werden müssen.

Im Einzelnen beruhen diese Belastungen auf:

- Tiden und Sturmfluten,
- Seegang und Brandung,
- Strömungen infolge Tiden und/oder Wellen sowie vereinzelt auch auf
- Eisgang, Treibgut und Ähnlichem.

Bei Sturmfluten überlagern sich häufig mehrere dieser Einzelwirkungen, wodurch es in der Vergangenheit immer wieder zu Katastrophen gekommen ist.

Küstenschutzmaßnahmen können in funktioneller Hinsicht untergliedert werden in

- Hochwasserschutzwerke (Deiche, Hochwasserschutzwände),
- Schutzwerke, die die Strömungen und Sandbewegungen beeinflussen und dadurch den Abtrag verringern bzw. sogar verhindern (Buhnen, Wellenbrecher),
- Schutzwerke, die den Küstenrückgang durch passive Sicherung stoppen oder hemmen (Deckwerke, Strand- und Ufermauern) bzw.
- Schutzmaßnahmen, die den Sandabtrag ausgleichen und dadurch dem Küstenrückgang entgegenwirken (Strand- und Vorstrandauffüllungen).

In der Praxis werden die einzelnen Schutzmaßnahmen in vielfältiger Weise kombiniert.

Die Sandbewegung im Küstenbereich und die dadurch bedingten morphologischen Veränderungen bilden eine wichtige Grundlage für die Beurteilung der Notwendigkeit und der Wirkung von Küstenschutzmaßnahmen. Sie wird auch aus diesem Grunde in diesen Empfehlungen behandelt.

Die folgenden Abschnitte, in denen die Problematik und die Wirkungen der hydrodynamischen Belastungen von Küstenschutzwerken dargelegt werden, lassen erkennen, dass das Wissen über die physikalischen Grundlagen von Tiden und Sturmfluten, Strömungen, Wellen, Eisgang und die dadurch ausgelösten Beanspruchungen seit der Herausgabe der bisherigen Empfehlungen EAK 1981 und EAK 1993 zugenommen hat. So haben die Fortschritte bei der Entwicklung der numerischen Modelltechnik und die Forschungsaktivitäten in physikalischen Wasserbaulaboren, z. B. im Großen Wellenkanal der Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig sowie in den entsprechenden Anlagen im Ausland erhebliche Fortschritte in der Entwicklung von Ansätzen für die Bemessung der Küstenschutzanlagen ergeben.

Trotz dieser Fortschritte ist es nur mit Einschränkungen möglich, Schutzwerke allein nach den äußeren Belastungen zu bemessen. Zusätzlich sind die Erfahrungen wichtig, die an früher erstellten Bauwerken gewonnen wurden; sie sind noch heute eine wichtige Grundlage für die Planung und den Bau im Küstenschutz. Die folgenden Ausführungen zur Bemessung von Deichen, Hochwasserschutzwänden, Wellenbrechern und anderen Küstenschutzwerken sind als wichtige Entscheidungshilfe für den im Küstengebiet tätigen Ingenieur anzusehen.

Die Bedeutung extremer hydrodynamischer Ereignisse im Hinblick auf die konstruktive Bemessung von Küstenschutzwerken aber auch für funktionelle Gesichtspunkte wird in diesen Empfehlungen mit dargestellt. Als Grundlage für die Untersuchung extremer hydrodynamischer Größen (Wasserstände, Seegangereignisse und Strömungen) dient die statistische Analyse extremer Ereignisse. Sie wird in einem neu eingefügten Abschnitt am Ende dieser Empfehlungen A 2002 erläutert.

## 2. Wasserstände und Sturmfluten

### 2.1 Bemessungswasserstand

#### 2.1.1 Definition des Bemessungswasserstandes und Begriffe

Der „Bemessungswasserstand“, auch „maßgebender Sturmflutwasserstand“ oder „Bemessungshochwasserstand“ (Ostsee) genannt, dient zur Bemessung von Hochwasserschutzanlagen/Küstenschutzwerken (Landesschutzdeiche/Mecklenburg-Vorpommern und Schleswig-Holstein, Hauptdeiche/Bremen, Hamburg und Niedersachsen.). Hochwasserschutzanlagen werden mit dem Ziel errichtet, den in ihrem Schutz lebenden Menschen weitgehende Sicherheit zu gewähren. Diese Anlagen sind daher notwendigerweise für Extremsituationen auszubauen. Hieraus ergibt sich die Zielvorgabe für die Festsetzung des Bemessungswasserstandes. Er ist in Deutschland länderspezifisch verbindlich definiert und methodisch durch verschiedene Verfahren festgelegt. Daneben gibt es Deiche/Schutzanlagen mit geringerer Schutzwirkung (z. B. „Sommerdeiche“, „Überlaufdeiche“ oder „sonstige Deiche“), deren Bemessung auf niedrigere Wasserstände ausgelegt ist (Bemessungswasserstände, die nicht für extreme Ereignisse ermittelt werden).

Der Bemessungswasserstand kennzeichnet den als maßgebend festgesetzten Sturmflutwasserstand. Er wird auf die Besonderheiten der Wasserstände der Nordsee-Sturmfluten und der Ostsee-Hochwässer abgestimmt. Im Zusammenwirken mit den jeweils ortsspezifisch festzulegenden Werten für die „Wellenaufbauhöhe“, ggf. mit „zugelassener Wellenüberlaufmenge“, ist dadurch die Sollhöhe der Küsten- und Hochwasserschutzwerke bestimmt.

Der Bemessungswasserstand ist eingebunden in die jeweils von den Ländern politisch festgesetzte Küstenschutzstrategie. Die Schutzstrategien gehen von der Zielvorgabe aus, die Hochwasserschutzanlagen so auszugestalten, dass sie alle zu erwartenden Hochwasserstände (Sturmfluten) sicher abwehren (kehren). Der Bemessungswasserstand ist somit als abwehrender Wasserstand so festzulegen, dass er zusammen mit den zusätzlich zu berücksichtigenden hydrographischen Komponenten (Seegang, säkularer Meeresspiegelanstieg) sowie den bautechnischen Vorgaben (Profil, Konstruktion, zulässige Überlaufmenge) unter Berücksichtigung von Deichbaustoffen (Sackung) und Baugrundverhältnissen (Setzung) dem als „Sicherheitsstandard“ definierten Schutzziel genügt. Der „Sicherheitsstandard“ für die deutschen Küstengebiete ist sehr hoch, kann aber keine absolute Sicherheit gewährleisten. Er ist das Ergebnis einer Sicherheitsdiskussion. Da das Gefühl der Sicherheit eine Frage der Wahrnehmung, also subjektiv ist, kann der Sicherheitsstandard – somit auch der darin enthaltene Bemessungswasserstand – nicht allein als Ergebnis wissenschaftlich-technischer Untersuchungen festgelegt werden (MLR S.-H., 2001).

Ein absoluter Schutz vor Extremhochwässern (Katastrophenfluten) ist nicht möglich, weil wir diese nicht sicher vorhersagen können. Es kann somit nicht absolut ausgeschlossen werden, dass der Bemessungswasserstand überschritten wird. Ob es im Überschreitungsfall zum Versagen des Deiches (Schutzwerkes) kommt, hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab (Art und Zustand der Konstruktion, Seegang, Überlaufmengen usw.). Der Versagensfall führt zu Überflutungen und zu Schäden. Die Frage, wie sicher die Deiche sind, d. h. wie unwahrscheinlich der Versagensfall ist, zielt auf eine Bezifferung des Risikos, dem der Küstenbewohner ausgesetzt ist (s. Abschn. 2.2). Festzuhalten ist, dass mit der Festlegung des „Bemessungswasserstandes“ als Ergebnis eines politisch-gesellschaftlichen Entscheidungsprozesses gleichzeitig indirekt auch Vorgaben festgelegt wurden für die Größe des akzeptierten „Risikos“. Dies ist zu vergegenwärtigen, wenn im Folgenden dennoch die Begriffe „sicher“

und „Sicherheit“ als Gegenstand nachvollziehbarer wissenschaftlich-technischer Ermittlungen verwendet werden.

Der „Bemessungswasserstand“ wird durch die einwirkenden Größen (z. B. Wind, Oberwasser) und das spezielle Systemverhalten (z. B. Küste, Fluss, Nordsee, Ostsee) in sehr unterschiedlicher Weise bestimmt (s. Abschn. 2.1.2). Für den Bemessungswasserstand gibt es keine verbindliche Definition; dennoch stimmen die veröffentlichten Beschreibungen im Wesentlichen mit der von SIEFERT (1998a, S. 228 in Anlehnung an EAK 1993, S. 19) mitgeteilten Beschreibung überein:

*„Der Bemessungswasserstand ist der für einen vorgegebenen Zeitraum zu erwartende höchste Wasserstand, auf den eine Hochwasserschutzanlage unter Berücksichtigung des säkularen Anstiegs und des Oberwasserzuflusses zu bemessen ist. Möglicher Seegangseinfluss ist darin nicht enthalten“.*

LÜDERS u. LUCK (1976, S. 19) beschreiben den Bemessungswasserstand wie folgt:

*„Bemessungswasserstand für Seedeiche, maßgebender Sturmflutwasserstand, Bemessungswert für die Bestimmung der Hauptdeichhöhe, die erforderlich ist, um auch die höchsten Sturmfluten abzuwehren, mit denen aufgrund der Erfahrungen früherer Orkanfluten und unter Berücksichtigung des säkularen Meeresspiegelanstiegs in den kommenden 100 Jahren gerechnet werden muss. Der „Bemessungswasserstand“ setzt sich aus ungünstigsten Einzelwerten (Windstau, Springerhöhung, säkularer Meeresspiegelanstieg) an einem Pegelort zusammen; er ist also kein bisher beobachteter Tidewasserstand, sondern ein errechneter Bemessungswert“.*

Der „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz“ Mecklenburg-Vorpommern (BM/M.-V., 1994) legt fest:

*„Als einheitlicher Rahmen, in dem die konkreten Entscheidungen zu treffen sind, wurde der Bemessungshochwasserstand (BHW) entlang der deutschen Ostseeküste festgelegt. – Er setzt sich aus dem Scheitelwert des größten Ereignisses und aus dem langfristig stattfindenden (säkularen) relativen Meeresspiegelanstieg zusammen“.*

Das Konzept „Bemessungswasserstand“ wurde in Deutschland unter dem Eindruck der schweren Sturmfluten an der schleswig-holsteinischen Westküste im Jahre 1949 und der nachfolgenden Katastrophenflut in den Niederlanden des Jahres 1953 entwickelt (HENSEN, 1964; LÜDERS, 1964; TWB, 1969). Es kennzeichnet den Umschwung von einer bis dahin eher empirischen zu einer vorsorgenden, quantitativ nachvollziehbaren Bemessung von See- und Ästuardeichen. Damit sollte sichergestellt werden, dass die Landesschutzdeiche der „höchstmöglichen Sturmflut“ oder dem „maßgebenden Sturmflutwasserstand“ widerstehen können (PETERSEN, 1955; HUNDT, 1965). Dies erforderte, dass man sich sowohl mit der Größe des Wasserstandes und der Wellenauflaufhöhe, als auch mit Fragen der funktionalen Gestaltung der Küstenschutzbauwerke befasste.

Im Hinblick auf die Zielvorgabe „Wehrhaftigkeit des Landesschutzdeiches“ gegenüber Extremereignissen ist der Bemessungswasserstand nur einer von mehreren Faktoren, von denen die Belastbarkeit (Versagenssicherheit) eines Deiches abhängt.

### Bemessungswasserstand für die Küsten der Nord- und Ostsee

Zur Bestimmung des „Bemessungswasserstandes“ wurden für die Küsten der Länder Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern im Detail voneinander abweichende, prinzipiell aber von vergleichbaren Annahmen ausgehende Berechnungsmethoden festgesetzt (IK/ML, 1962; ML/LW, 1962; LÜDERS, 1964; LÜDERS u. LEIS, 1964;

ML/Niedersachsen, 1973; IK/ML, 1976 u. 1979; BM/Mecklenburg-Vorpommern, 1994; ZARNCKE, 1999; WEISS, 2000).

Als deterministische Ansätze wurden für die Berechnung des maßgebenden Sturmflutwasserstandes/Bemessungswasserstandes vorgegeben:

- Er soll nicht niedriger sein, als der auf heute bezogene Wasserstand der bisher höchsten Sturmflut (Vergleichswertverfahren), siehe Abb. A 2.1 (rechtes Bild).
- Er soll nicht niedriger sein, als die Summe des größten beobachteten Windstaus über dem mittleren Tidehochwasser und des astronomisch möglichen höchsten Springtidehochwassers (Einzelwertverfahren), siehe Abb. A 2.1 (linkes Bild).
- Er soll für einen vorgegebenen Zeitraum (100 Jahre) den künftigen säkularen Anstieg berücksichtigen (Sicherheitszuschlag), siehe Abb. A 2.1 (linkes Bild).

Für die Küsten Schleswig-Holsteins (Nord- und Ostsee) wurde eine Wahrscheinlichkeitstheoretische Vergleichsrechnung (statistischer Ansatz) als weitere Bedingung hinzugefügt:

- Er soll eine Eintrittswahrscheinlichkeit von  $n = 0,01$  haben (Statistisches Verfahren).

Anmerkung:

In Niedersachsen ist nach dem Deichgesetz (NDG) eine Anwendung des statistischen Ansatzes ausgeschlossen (LÜDERS u. LEIS, 1964). Mit den genannten Verfahren werden zwei bzw. drei Werte ermittelt, mit denen man im Rahmen von Plausibilitätsbetrachtungen den Bemessungswasserstand festlegt. Dies gilt grundsätzlich sowohl für die Küsten der Nordsee als auch der Ostsee. Zu beachten ist, dass sich aufgrund der verschiedenartigen Systemeigenschaften die Hochwasserereignisse der Ostsee wesentlich von den in der Nordsee auftretenden Sturmfluten unterscheiden (siehe Abschn. 2.4). Hinweis: Für die konstruktive Gestaltung des Landesschutzdeiches ist – zusätzlich zum festgesetzten Einzelwert „Bemessungswasserstand“ – der Verlauf des gesamten Hochwasserereignisses zu berücksichtigen.

Für die Nordseeküsten von Schleswig-Holstein ergab bislang das statistische Verfahren die ungünstigsten Werte. Für die Gegebenheiten der niedersächsischen Küste lag der nach dem Vergleichsverfahren ermittelte Wert immer unterhalb des Ergebnisses nach dem Einzelwertverfahren. Hinweis: Das Vergleichswertverfahren kam zur Anwendung, wenn die Entwurfsaufsteller nicht über eine hinreichende Datengrundlage für das Einzelwertverfahren verfügten.

Für die Ostseeküste (Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern) ist der Sturmflutwasserstand vom 12./13. November 1872 maßgebend. Die messtechnisch sicher erfasste Sturmflut von 1872 wird im Schrifttum als die gewaltigste bezeichnet, die seit Menschengedenken die Ostsee heimgesucht hat. Ihr Scheitelwert wird daher, wie grundsätzlich in der EAK 1993 beschrieben, für die offenen deutschen Ostseeküsten als maßgebend für den Bemessungswasserstand festgesetzt. Lediglich für einige Bodden und Bereiche im Ostteil der Küste von Mecklenburg-Vorpommern war die Sturmflut von 1913 noch schwerer (KOLP, 1955; WEISS u. BIERMANN, 1996). Der aktuelle Stand sowie ein Ausblick auf Fortentwicklungen ist für die Nord- und Ostsee in Zuordnung zu den Ländern Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen, Schleswig-Holstein in Abschn. 2.1.3 dargestellt.

### Ästuare/Tideflüsse

Für die Ästuare Elbe, Weser und Ems kann der „Bemessungswasserstand“ nicht mit den für die Küste vorgestellten Verfahren berechnet werden. Dies erklärt sich aus den systematischen Unterschieden, die mit zunehmender Entfernung von der Küste infolge des Oberwas-

sereinflusses an Bedeutung gewinnen (s. Abschn. 2.3.1). Hinzu kommt, dass das Systemverhalten der Flussrinnen sich den natürlichen und künstlichen Veränderungen der Querschnitte anpasst, so dass keine hinreichend homogenen Wasserstandsdaten vorliegen (SIEFERT, 1982 u. 1998a; LAG, 1988).

### 2.1.2 Ermittlung des Bemessungswasserstandes

Festlegungen zum Einzelwert-, Vergleichswert- und Statistischen Verfahren für die deutsche Nord- und Ostseeküste sowie zu den Begriffen

Die genannten Verfahren werden von den deutschen Küstenländern mit Unterschieden im Detail angewendet. Zu den Unterschieden gehört der Zeitpunkt, für den man einen Wert für den „maßgebenden Sturmflutwasserstand“ berechnet und diesen dann als „Bemessungswasserstand“ (BHW) ausweist. Um die sich dadurch ergebenden Unterschiede systematisch kenntlich zu machen, wird hier folgende Unterscheidung eingeführt (siehe Abb. A 2.2):

$$\text{BHW} = \text{BHW}^* + \Delta; \text{ mit } \Delta = d (\text{saekulum}) + \Delta (\text{ti})$$

$$\text{BHW} (\ddot{u}) = \text{BHW}^* + \Delta (\text{ti})$$

BHW $\equiv$ BW	: „Bemessungswasserstand“ (Bemessungshochwasserstand) für das <b>Bemessungsdatum</b> (s.u.).
BHW*	: Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das <b>Berechnungsdatum</b> (s.u.).
BHW ( $\ddot{u}$ )	: Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das <b>Überprüfungsjahr</b> (s.u.).
$\Delta$	: Sicherheitszuschlag als Summe aus d (saekulum) sowie Zuschlägen dx für örtliche Besonderheiten.
d (saekulum)	: Sicherheitszuschlag, der dem zukünftigen Anstieg des Tidehochwassers (MThw) bzw. des Mittelwassers (Mean Sea Level) in einer bestimmten Zeitspanne (saekulum – zu 100 Jahren festgelegt) entspricht.
$\Delta$ (ti)	: Anstieg des MThw bzw. des Mittelwassers während der Zeitspanne (ti) zwischen dem Berechnungsdatum und dem Überprüfungsjahr.
Bemessungsdatum	: Zeitpunkt der Berechnung für das Bemessungshochwasser („Berechnungsdatum“ plus 100 Jahre – zum Beispiel: Jahr 2000 + 100 Jahre).
Berechnungsdatum	: Als Bezugsdatum für die generelle Planung von Küstenschutzwerken von dem jeweiligen Land offiziell festgelegt (z. B. das Jahr 2000 in: MLR/S.-H., 2001).
Überprüfungsjahr	: Beliebiges Jahr im Zeitabstand ti (in Jahren) nach dem Berechnungsdatum ( $0 < \text{ti} < 100$ ).

Die Werte für BHW ( $\ddot{u}$ ) und BHW werden jeweils neu festgesetzt; ob dies mit BHW\* plus Zuschlägen oder durch komplett neue statistische Berechnungen erfolgt, ist nicht festgelegt und hängt von der Entwicklung des Meeresspiegelanstiegs ab.

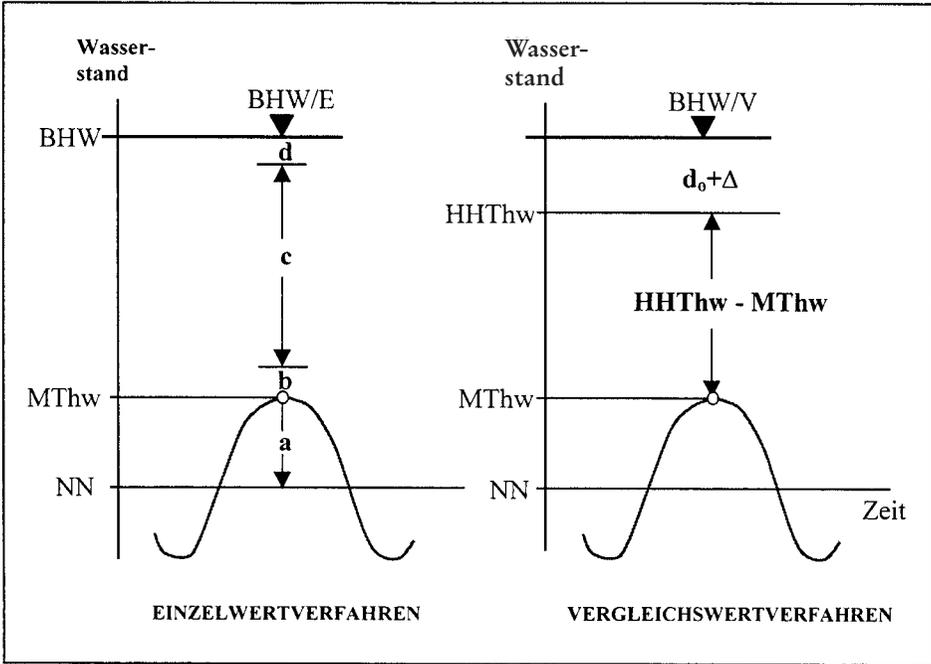


Abb. A 2.1: Skizze zur Berechnung des Bemessungswasserstandes (BHW) siehe Kap. 2.1.3

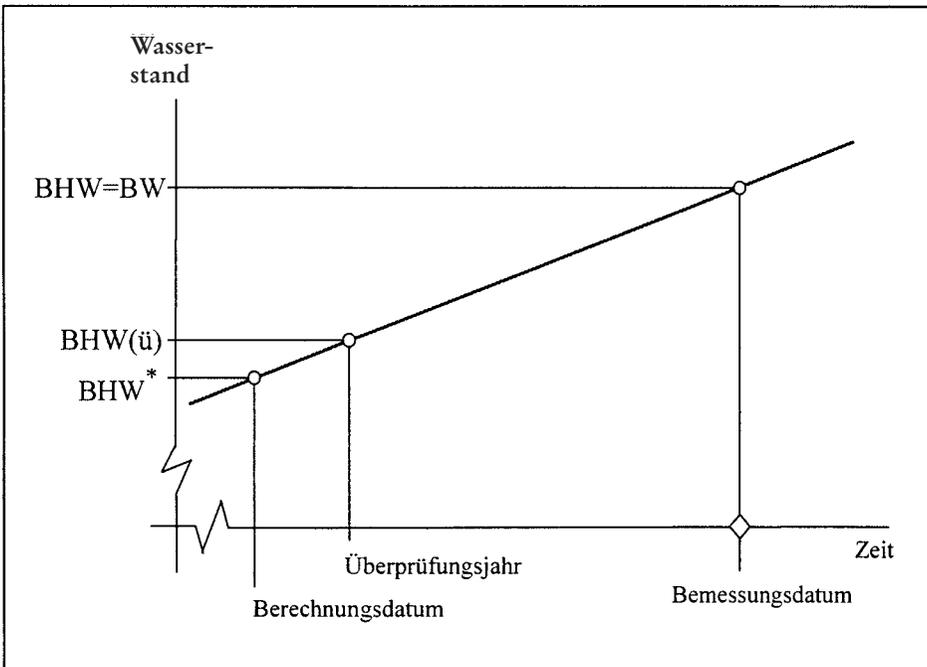


Abb. A. 2.2: Skizze zu den in Kap. 2.1.3 vorgestellten Bemessungswasserständen und zugeordneten Zeitbegriffen

## Festlegungen für die Ästuar/Tideflüsse

Für die Elbe hat im Jahre 1986 eine Arbeitsgruppe mit Fachleuten aus Niedersachsen, Hamburg und Schleswig-Holstein das Verfahren „**Bemessungssturmflut**“ entwickelt (EAK 1993) und nachfolgend bestätigend überprüft (SIEFERT, 1998a). Die Bemessungssturmflut weist für die Tideelbe sowohl die Bemessungswasserstände (Scheitelwerte) als auch den gesamten Tideverlauf der maßgebenden Sturmflut aus. Das Verfahren lässt sich in vier Schritten beschreiben:

- a) Bestimmung einer *maßgebenden Sturmtidekurve für einen seewärtigen Flussquerschnitt*, der nicht mehr nennenswert vom Oberwasser beeinflusst ist (für die Elbe: Cuxhaven).
- b) Modelluntersuchungen für den oberhalb des Querschnitts gem. Pkt. a) gelegenen Tideflussbereich (für die Elbe: bis Geesthacht) mit dieser Sturmtidekurve; Ergebnis ist der *maßgebende Sturmflutablauf im Tidefluss*.
- c) Mit den Sturmflutwasserständen gem. Pkt. b) erfolgt die Festlegung der Scheitelwerte (HThw) für jeden Ort (**Bemessungswasserstand**).
- d) Bestimmung des zeitlichen und örtlichen Ablaufes der maßgebenden Sturmflut (Bemessungssturmflut) aus den Sturmtidekurven.

Die Bestimmung der „maßgebenden Sturmtidekurve“ für den seewärtigen Anfangsquerschnitt des Ästuars führt grundsätzlich auf vergleichbare Schwierigkeiten, wie sie bei der Festlegung für das Bemessungshochwasser an den Küsten der Nord- und Ostsee gegeben sind (s. Abschn. 2.3). Die Ermittlungen zu den Punkten b) bis d) hingegen können heute über numerische Modelle ausreichend genau berechnet werden (s. Abschn. 2.4); die Aussagekraft hängt somit entscheidend davon ab, wie verlässlich die nach Pkt. a) vorzugebende „maßgebende Sturmtidekurve“ ist.

Anmerkung: das Verfahren mit einer Bemessungssturmflut benötigt keine Sicherheitszuschläge, weil die mit den Zuschlägen abgedeckten Einflüsse mit ausreichenden Sicherheiten darin enthalten sind (SIEFERT, 1998a).

## 2.1.3 Die Bemessungsverfahren

## Einzelwertverfahren

Das Einzelwertverfahren (LÜDERS, 1957; HUNDT, 1965) – auch „Überlagerungsverfahren“ oder „a-b-c-d-Verfahren“ genannt – kombiniert Einzelwerte, die nicht zum gleichen Hochwasserereignis gehören. Maßgebend für einen derartigen Ansatz war die Zielvorgabe, durch eine Kombination von ungünstigen Werten die Akzeptanz im gesellschaftlichen Prozess der Sicherheitsdiskussion zu erreichen. Der Bemessungswasserstand (BHW  $\equiv$  BHW/E) ergibt sich entsprechend Abb. A 2.1, linkes Bild (Beispiel Nordsee) als Summe aus:

- Wert a: Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN (10-jähriges Mittel vor der Deichbemessung).
- Wert b: Höhenunterschied zwischen dem höchsten Springtide-Hochwasser im Winter-Halbjahr (HSpThw) und dem MThw (das ist die max. Springtidenerhöhung).
- Wert c: Größter bisher eingetretener sogenannter „Windstau“ (s. Abschn. 2.3.2), der als Höhenunterschied zwischen dem bislang höchsten eingetretenen Tidehochwasser (HHThw) und dem zugehörigen vorausberechneten astronomischen Tidehochwasser (Thw) festgelegt ist.

Wert d: Sicherheitszuschlag, der das säkulare Steigen des MThw (Säkularanstieg, säkulare Hebung) berücksichtigt.

Der Wert b soll die Möglichkeit des zeitlichen Zusammentreffens einer sehr schweren Sturmflut mit dem astronomisch bedingten höchsten Springtide-Hochwasser während der Wintermonate berücksichtigen. Der Wert c enthält neben dem eigentlichen, durch Wind erzeugten Stau noch weitere Anteile wie Brandungstau, Eigenschwingungen des Meeres, Fernwellen (s. Abschn. 2.3.1). Der Wert d wird üblicherweise auf eine Zeitspanne (saekulum) von 100 Jahren bezogen. Als Säkularanstieg wird für die Nordsee der ortsbezogene Anstiegstrend (relativ zur Landhöhe) des mittleren Tidehochwasserstandes (MThw) und für die Ostsee derjenige für den Mittelwasserstand (MW) verwendet. Seine Größe beträgt für das MThw etwa 25 bis 30 cm/100 Jahre und für das MW etwa 15 bis 20 cm/100 Jahre. Wenn es sich um Bauwerke handelt, die bei Bedarf erhöht werden können (z. B. Deiche), so werden diese Werte in die praktische Anwendung übernommen, wobei in besonderen Lagen des Deiches eine spezielle Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten erfolgt. Die erwartete Beschleunigung des natürlichen Anstiegstrends des Meeresspiegels infolge der sogenannten Globalen Klimaänderungen (IPCC/UNEP/WMO, 2001) erfordern bereits heute eine vorsorgliche Vergrößerung des Sicherheitszuschlags, wenn es sich um Küstenschutzwerke handelt, die später nicht mehr oder nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand angepasst werden können (z. B. Sperrwerke, Deichmauern). In diesen Fällen sollten bereits heute d-Werte in der Größe von bis zu etwa einem Meter in Betracht gezogen werden.

#### Vergleichswertverfahren (Vergleichsverfahren)

Mit dem Vergleichswertverfahren wird der Bemessungswasserstand (BHW  $\equiv$  BHW/V) lokal festgelegt als Summe der folgenden Größen – siehe Abb. A 2.1, rechtes Bild (Beispiel Nordsee):

$$\text{BHW (Nordsee)} = (\text{HHThw} + \text{do}) + \Delta = \text{BHW}^* + \Delta$$

$$\text{BHW (Ostsee)} = (\text{HHW} + \text{do}) + \Delta = \text{BHW}^* + \Delta$$

HHThw: Höchster bisher eingetretener (sicher gemessener) Tidehochwasserstand (Nordsee).

HHW : Höchster bisher sicher gemessener Hochwasserstand (Ostsee).

do : Anstieg des Tidehochwassers (Thw) bzw. des Mittelwassers (MW) vom Eintrittsdatum des HHThw bzw. HHW bis zum Berechnungsdatum.

BHW\* : Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das „Berechnungsdatum“ – siehe Gl. S. 10.

$\Delta$  : Sicherheitszuschlag der zusammenfasst: zukünftiger Säkularanstieg vom „Berechnungsdatum“ bis zum „Bemessungsjahr“ (Berechnungsdatum plus 100 Jahre) sowie Zuschlag für örtliche Besonderheiten (tiefe Lage des Hinterlandes u.ä.), falls erforderlich.

Anmerkung: Im Schrifttum werden die Zuschlagswerte do,  $\Delta$  sowohl einzeln als auch summativ zusammengefasst ausgewiesen. Es ist somit darauf zu achten, ob sich der maßgebende Sturmflutwasserstand auf das „Berechnungsjahr“ oder auf das „Bemessungsjahr“ (s. Abschn. 2.1.1) bezieht. Nur im letztgenannten Fall ist er identisch mit dem „Bemessungswasserstand“ im Sinne der hier verwendeten Definition.

Zahlenwerte für das HHThw (Nordsee) und das HHW (Ostsee) sind für ausgewählte Pegelstandorte in Abschn. 2.5 zusammengestellt.

## Statistisches Verfahren

Die Anwendung statistischer Methoden setzt voraus, dass eine hinreichend große Anzahl sicher gemessener Sturmflutwasserstände vorliegt und dass diese Daten für eine Extremwertstatistik geeignet sind (siehe Kap. A 8). Für die deutschen Nord- und Ostseeküsten wendet nur Schleswig-Holstein eine solche Methode an; sie wird als „Statistisches Verfahren“ bezeichnet. Ein Vergleich mit den Niederlanden ist aus Abschn. 2.2 zu ersehen.

In Schleswig-Holstein legt das Statistische Verfahren fest (MLR S.-H., 2001): Der maßgebende Sturmflutwasserstand sollte eine Eintrittswahrscheinlichkeit von  $n = 0,01$  (einmal in 100 Jahren) haben. Dabei wird unterschieden zwischen „Referenzwasserstand“ für die 10-jährliche Sicherheitsüberprüfung und „Bemessungswasserstand“ für die Bemessung. Für die statistische Berechnung sollte eine möglichst lange Zeitreihe verwendet werden. Zudem sollte man sich wegen der Vergleichbarkeit überall auf die gleichen Zeitreihen stützen. Die Aufzeichnungsdauer von Pegeln für die verschiedenen Küstenabschnitte ist unterschiedlich lang. Es ist somit zwischen den beiden genannten Aspekten abzuwägen. Für Schleswig-Holstein ergab sich beispielsweise, dass die mit einer längeren Zeitreihe (75 Jahre) berechneten Bemessungswasserstände durchschnittlich 20 Zentimeter niedriger sind, als die mit einer 50-jährigen Zeitreihe ermittelten Ergebnisse (MLR S.-H., 2001). Für die Ermittlung des „Referenzwasserstandes“ wird eine 50-jährige Zeitreihe ohne weitere Zuschläge verwendet. Für den „Bemessungswasserstand“ wird die 75-jährige Zeitreihe mit einem Zuschlag von 0,50 m für Säkulareffekte inklusive Klimafolgen verwandt.

## Bemessungswasserstände an Elbe, Weser und Ems

Das derzeit angewendete Verfahren ist von SIEFERT (1998a) am Beispiel der Elbe eingehend beschrieben worden. Die „Bemessungssturmflut“, im Fall der Elbe für den Elbe-Querschnitt bei Cuxhaven, wird mit Hilfe gemessener Wasserstände bestimmt. Diese enthalten unterschiedliche Komponenten, die sich bereits in der Nordsee überlagern. Dabei beeinflussen sie sich gegenseitig, so dass die in Cuxhaven gemessenen Werte nur die integrierte Wirkung darstellen. Ein Herauslösen einzelner Einflüsse für Bemessungszwecke ist mit ausreichender Sicherheit nicht möglich. Auf die Frage der Fortentwicklung dieses Ansatzes wird im Abschn. 2.4.2 eingegangen.

Die Bemessungssturmflut für Cuxhaven (2085A – siehe LAG, 1988; SIEFERT 1998a) wurde zusammengesetzt aus der „Mittleren Tidekurve“ (Mittel der letzten 10 Jahre) und einer „maßgebenden Windstaukurve“ (aus 255 Ereignissen zwischen 1901 und 1995 berechnet).

Der maßgebenden Sturmflut ist ein Oberwasserabfluss ( $Q_0$  am Pegel Neu-Darschau) von  $2200 \text{ m}^3/\text{s}$  zugeordnet.

Die Berechnung der Wasserstände erfolgte mit den Vorgaben über numerische Modelle.

Der Termin für die nächste turnusmäßige Überprüfung der Bemessungswasserstände der Elbe ist 2006.

Die von der Elbe-Arbeitsgruppe ermittelten Grundlagen und empfohlenen Bemessungswasserstände (LAG, 1988) sind von den Anliegerländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein offiziell eingeführt worden.

Für die Ems und die Weser wird das Verfahren analog angewendet, wobei zunächst die Ermittlung der Bemessungswasserstände über hydraulische Modellversuche erfolgte. Inzwischen werden auch hier numerische Modelle angewendet.

Ist keine „maßgebende Sturmdekurve“ festgelegt, dann kann die Anwendung eines statistischen Ansatzes sinnvoll sein (NIEMEYER, 1997, als Beispiel für die Ems).

### Festsetzung der Bemessungswasserstände

Die Bemessungswasserstände werden als eine der entscheidenden Grundlagen für die Deichbemessung von der zuständigen obersten Deichbehörde (Landes-Ministerium) offiziell festgesetzt. Dies erfolgt in „Generalplänen Küstenschutz – Hochwasserschutz“ (z. B. ML/NDS, 1973; BM/M.-V., 1994; MLR S.-H., 2001) und in gesonderten Bescheiden. Die Festsetzungen sind regelmäßig (zehnjähriger Abstand) oder aus gegebenen Anlässen zu überprüfen.

Der Generalplan Küstenschutz für Schleswig-Holstein (MLR S.-H., 2001) ordnet dem maßgebenden Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) unterschiedliche Zeitpunkte zu (s. a. Abschn. 2.1.2), Gl. S. 10:

- das Jahr 2000 als Berechnungsdatum für das BHW\*,
- die Jahre 2010, 2020 usw. als „Referenzwasserstand“ BHW (ü) für das Überprüfungsjahr,
- der Bemessungswasserstand BHW wird bei jeder Bemessung neu bestimmt und gilt von da ab für 100 Jahre.

Mit dem Wert für den „Referenzwasserstand“ (BHW  $\equiv$  BW) wird für die zu überprüfenden Deichabschnitte der Wellenauf- bzw. überlauf berechnet und damit regelmäßig (alle 10 Jahre) der sogenannte „Sicherheitsstatus“ überprüft („Dynamisches Deichsicherheitssystem“).

Zahlenangaben zu den Bemessungswasserständen sind beispielsweise den Generalplänen der Länder für den Küstenschutz zu entnehmen. Sie werden den aktuellen Erfordernissen angepasst, ändern sich somit. Die ortsspezifische Festsetzung der Bemessungswasserstände erfolgt durch die zuständige Landesbehörde. Die hier in Abschn. 2.5 beispielhaft mitgeteilten, derzeit (Januar 2002) aktuellen Zahlenwerte für Bemessungswasserstände dürfen ohne Bestätigung ihrer Gültigkeit durch die jeweils zuständige Landesbehörde daher nicht praktisch angewendet werden.

## 2.2 Bemessungswasserstände in Verbindung mit Sicherheitsstandard und Risiko

Der Bemessungswasserstand beziffert den abzuwehrenden Sturmflutwasserstand. Die Beschreibung des Profils (Höhe, Neigungen) sowie die Art der Konstruktion und des Materials des Schutzwerkes sind weitere Parameter, die die Sicherheit einer Küstenschutzanlage gegen ein Versagen maßgeblich bestimmen. Die heute noch geltenden Grundsätze für die Festlegung des Bemessungswasserstandes erfolgten unter dem Eindruck der Katastrophensturmflut von 1953 in den Niederlanden, gefolgt von der Februarflut 1962, die in Deutschland zahlreiche Opfer forderte und großen Schaden anrichtete. Es bestand gesellschaftlicher Konsens darüber, dass sich derartige Katastrophen nicht wiederholen dürften und man dieses Ziel erreichen müsse, indem Deiche und sonstige Küstenschutzwerke so verstärkt werden, dass sie den höchsten (anzunehmenden, vorhersehbaren) Sturmflutwasserstand abwehren – nicht schadlos, aber ohne zu brechen. In den Niederlanden, wo 2/3 des Gesamtgebietes überflutungsgefährdet sind, stellte man Risikountersuchungen an, die die Kosten für den Deichbau den Schäden infolge Überflutungen gegenüberstellten. Das Ergebnis dieser öko-

nomischen Studie (Deltacommissie, 1960) war ein empfohlener Sicherheitsstandard von  $n_s = 10^{-5}$  bis  $10^{-6}$ /Jahr gegen Überflutungen (Versagenswahrscheinlichkeit). Der gewählte Wert ist im Zusammenhang zu sehen mit dem Schock, den die Katastrophe vom 31. Jan./ 1. Febr. 1953 ausgelöst hat. Der Sicherheitsstandard wurde auf den Bemessungswasserstand zurückgeführt, indem man das Gesamtgebiet nach Lage und Schadenspotential in vier Teilgebiete unterteilte.

Dem zentralen wichtigsten Gebiet ordnete man Eintrittswahrscheinlichkeit des Bemessungswasserstandes von  $n = 1 \cdot 10^{-4}$ /Jahr zu, und für die Küstenschutzwerke wurde vorgegeben, dass ihre Konstruktion ein so hohes Maß an Versagenssicherheit gewährleisten muss, dass der von der Deltakommission festgesetzte Sicherheitsstandard erreicht wird. Für die mit 100 Jahren anzusetzende Lebensdauer eines Küstenschutzwerks bedeutet dies eine Chance von 1 %, dass es dem Bemessungswasserstand ausgesetzt sein wird und dann zudem die Wahrscheinlichkeit etwa ein Prozent beträgt, dass es versagt. Für die weniger bedeutsamen Watteninseln wurde  $n = 5 \cdot 10^{-4}$ /Jahr und für die anderen Küstengebiete (Süd-West und Nord) wurde  $n = 2,5 \cdot 10^{-4}$ /Jahr festgelegt. Später setzte man dann für die von den Flüssen her überflutunggefährdeten Gebiete ein  $n = 8 \cdot 10^{-4}$ /Jahr fest (DE RONDE, 1996; VERHAGEN, 1998). Der von der Deltakommission empfohlene Sicherheitsstandard ( $n_s$ ) wurde somit praktisch umgesetzt, indem man der Eintrittswahrscheinlichkeit des maßgebenden Sturmflutwasserstandes ( $n$ ) eine Höhe zuordnete (BHW\*) und Vorgaben für die Konstruktion der Küstenschutzwerke machte (beispielsweise durch die Technische Adviescommissie vor de Waterkeringen – TAW). Eine statistisch abgesicherte Berechnung des maßgebenden Sturmflutwasserstandes ist nicht möglich, weil die verwendbaren Zeitreihen ganz überwiegend nur Zeitspannen von bis zu 100 Jahren umfassen. Die Extrapolation auf bis zu 10000 Jahre ist somit das Ergebnis einer Abschätzung mit einer als geeignet erscheinenden Anpassungsfunktion für die Extremwerte. Die von der Deltakommission zugrunde gelegte statistische Studie wurde nachfolgend mehrfach fortgeschrieben und durch numerische Modelle ergänzt. Hierdurch konnten die festgelegten Werte für den Bemessungswasserstand besser abgesichert und dem fortschreitenden Kenntnisstand angepasst werden (KUSTNOTA, 1990; DE RONDE et al., 1995). Dennoch bleiben es Schätzwerte, die nach den Gesetzen der Statistik als nicht abgesichert zu bewerten sind – siehe Abschn. A 8.

Lediglich als Schätzung ist ebenfalls die Bezifferung der konstruktiven Widerstandsfähigkeit eines Küstenschutzwerkes gegen die Zerstörung durch extreme Hochwasserereignisse zu bewerten. Es ist daher folgerichtig, dass sich die in der Praxis angewendeten Methoden von den früher gebräuchlichen deterministischen Ansätzen hin zu probabilistischen Verfahren entwickeln (VERHAGEN, 1998; JORISSEN, 2000).

Für die Küstenbevölkerung ist die Frage entscheidend, welche Sicherheit die Küstenschutzwerke vor Überflutungen gewährleisten. Um diese Frage beantworten zu können, sind die vorgegebenen Parameter „Bemessungswasserstand“ und „Konstruktion des Küstenschutzwerkes“ miteinander vernetzt zu betrachten (Anmerkung: im letztgenannten Parameter sind Wellenauflaufhöhe sowie Wellenüberlaufmenge berücksichtigt). Dies führt dann einerseits zur Abschätzung der „Versagenswahrscheinlichkeit“ des Küstenschutzsystems und andererseits auf eine Bewertung der „Folgen (Schäden)“ von Überflutungen. Die Verknüpfung dieser Größen ergibt das „Risiko“. Die getroffenen Festsetzungen für den Bemessungswasserstand legen weitgehend fest, wie ungleichmäßig sich die Risiken verteilen. In den deutschen Küstenländern ist der Bemessungswasserstand jeweils für alle Küstenabschnitte mit schutzbedürftigen Siedlungsgebieten nach den gleichen Grundsätzen zu ermitteln (Abschn. 2.1), um jeweils eine einheitliche (gleich geringe) Versagenswahrscheinlichkeit zu gewährleisten. Dadurch ergeben sich stark voneinander abweichende Risiken in dem jeweils

betroffenen Gebiet, da die Schadenspotentiale große Unterschiede aufweisen (KLAUS u. SCHMIDTKE, 1992; KUNZ, 1996). In den Niederlanden ist die unterschiedliche Verteilung des Schadenspotentials berücksichtigt worden, indem man die von der Nordsee her bedrohten Gebiete in drei Kategorien unterteilt und für diese unterschiedliche Bemessungswasserstände festgelegt hat (s.o.). Den Bemessungswasserständen für die unterschiedenen Gebiets-typen ordnen sich jeweils die entsprechenden Versagenswahrscheinlichkeiten zu. Innerhalb eines Gebietstypus ergeben sich dann allerdings unterschiedliche Risiken (s.o.).

In den Niederlanden prüft man derzeit, ob anstelle des Bemessungswasserstandes (Begrenzung der Überschreitungshäufigkeit von Extremwasserständen) eine „akzeptierte Überflutungshäufigkeit“ eingeführt werden soll (JORISSEN, 2000). Anmerkung: Die unter dem Eindruck der Katastrophenflut von 1953 von der Deltakommission empfohlenen Sicherheitsstandards würden dann allerdings erhalten bleiben. Mit der beschriebenen Umorientierung würde die Festsetzung von Bemessungswasserständen ersetzt werden durch die Festlegung von akzeptierten Risiken. Voraussetzung dafür ist, dass man sowohl die Versagenswahrscheinlichkeit als auch die durch Überflutungen verursachten Schäden hinreichend genau ermitteln kann. Auch in Deutschland werden Ansätze zur Fortentwicklung des Bemessungswasserstandes diskutiert, die konzeptionelle und strategische Aspekte des Küstenschutzes einbeziehen (PROBST, 1994; KUNZ, 1995).

Eine vergleichende Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeiten von Küstenschutzwerken erfolgt häufig so, dass man die jeweils durch den Bemessungswasserstand begrenzten Überschreitungshäufigkeiten (n-Werte) direkt miteinander vergleicht. Ist der Bemessungswasserstand nicht über den n-Wert festgelegt, wie dies beispielsweise beim Einzelwertverfahren sowie beim Vergleichswertverfahren (Abschn. 2.1.3) der Fall ist, dann wird für diesen die Zuordnung eines Zahlenwertes für die Überschreitungshäufigkeit (n) gewünscht, um eine vergleichende Bewertung vornehmen zu können. Gegen die beschriebenen direkten Vergleichsbetrachtungen von Zahlenwerten für Wasserstands-Überschreitungshäufigkeiten ist grundsätzlich einzuwenden, dass sie weder die konstruktiven Gegebenheiten der Küstenschutzwerke (Versagenswahrscheinlichkeit) noch die Unterschiede der miteinander verglichenen Schutzgebiete (Schadenspotentiale) angemessen berücksichtigen.

## 2.3 Physikalische Prozesse

### 2.3.1 Erläuterung der maßgeblichen physikalischen Prozesse für die Entstehung von Extrem-Wasserständen für die deutsche Nordseeküste

Das Sturmflut-Geschehen an der deutschen Nordseeküste wird durch eine nicht-lineare Überlagerung

- meteorologischer Einflüsse,
  - astronomischer Gezeiten,
  - Fernwellen und
  - Oberwasser-Wirkungen (in den Ästuaren)
- geprägt.

Die meteorologischen Prozesse sind im Detail physikalisch derart komplex, dass eine umfassende wissenschaftliche Darstellung den Rahmen dieser Empfehlung sprengen würde. Die folgenden Erläuterungen beschränken sich deshalb auf eine Beschreibung für die Ingenieur-Praxis.

## Orkantiefs

Die für die Nordsee maßgeblichen Orkantiefs entstehen üblicherweise im Nordwest-Atlantik vor Neufundland und ziehen – zum Teil sich verstärkend – ostwärts. Die über der Nordsee wirksamen Starkwindfelder werden in ihrer Windstärke, Windrichtung, Winddauer und Böigkeit durch die Druckdifferenzen und die Zugbahn der Orkantiefs bestimmt. Beispielsweise hatte der die Sturmflut am 1. Februar 1953 erzeugende Orkan zunächst große Wassermassen in die nördliche Nordsee geschoben und dann seine Zugbahn derart verändert, dass durch den Sturm diese Wassermassen in die südliche Nordsee getrieben wurden mit der Folge, dass eine extreme Sturmflut an der niederländischen Küste – aber auch an der englischen Küste (insbesondere Themse) – zum Tode von mehr als 1800 Menschen in den Niederlanden und etwa 300 Menschen im Großraum London sowie horrenden Schäden geführt hat. Der Orkan vom 3. Januar 1976 hat eine Zugbahn von Schottland südlich einschwenkend über Jütland/Nord-Fünen genommen, so dass die Starkwindfelder das Wasser in der Deutschen Bucht aufgestaut haben und für das Gebiet der Elbe eine Sturmflut mit extremen Wasserständen erzeugt haben. Der Orkan *ANATOL* hatte eine Zugbahn von Edinburgh über den Limfjord (Nord-Jütland) in Richtung Gotland. Die höchsten Windgeschwindigkeiten sind über Jütland aufgetreten. An der Station List (Sylt) wurden maximale Böen über 180 km/h gemessen (LEFEBVRE, 1999). Der Orkan *ANATOL* ist nicht – wie der Orkan vom 3.1.1976 – nach Süden eingedreht und hat deshalb für die deutschen Ästuar keine extrem schwere Sturmflut erzeugt (Abb. A 2.3).

Aus einem Starkwindfeld erfolgt ein Impulseintrag in den Wasserkörper. Durch die Ausbildung des Seegangs erhöht sich die Rauheit der Meeresoberfläche, so dass der Impulseintrag zunimmt. Unter der Annahme eines stationären Starkwindes würde sich unter Tiefwasser-Bedingungen nach einer gewissen Zeit ein ausgereifter Seegang einstellen (Gleichgewicht zwischen Impulseintrag und Energiedissipation). In den Küstenbereichen treten Flachwasser-Effekte für den Seegang hinzu, so dass die wirksame Meeresoberfläche durch eine Wellenaufteilung bzw. Seegangsbrandung eine veränderte Rauheit aufweist und durch Tiefen- und Strömungsrefraktion die Wellenrichtung gegenüber der Hauptwindrichtung divergieren kann. Dadurch werden entsprechende Veränderungen des Impulseintrages wirksam. Im extremen Flachwasser ist der Seegang so stark tiefenbegrenzt, dass dort der Impulseintrag durch die begrenzten Wellenhöhen reduziert ist. Dies gilt auch für die inneren Ästuarbereiche, wo die Seegangsbegrenzung durch begrenzte Fetchlängen und Flachwasser-Effekte gesteuert ist.

Der Impulseintrag aus dem Wind in den Wasserkörper lässt sich durch halb empirische Ansätze beschreiben, die jedoch nur für Windgeschwindigkeiten bis 30 m/s abgesichert sind (GARRATT, 1977; NORDENG, 1991; GEERNAERT u. GEERNAERT, 1997). Nach dem heutigen Stand der Wissenschaft gibt es keine zuverlässigen Erkenntnisse über den wirksamen Impulseintrag bei Windgeschwindigkeiten  $> 40$  m/s. Vermutlich werden bei extrem hohen Windgeschwindigkeiten zusätzliche physikalische Prozesse wirksam, so dass die Berechnungsformeln nicht extrapoliert werden dürfen. Bei Windgeschwindigkeiten über 40 m/s wird beim Brechen der Wellen so viel Wasser in die Luft mit hoch gerissen, dass sich ein Zwischen-Fluid (Luft-Wasser-Gemisch) einstellen wird, das das vertikale Windprofil und damit den wirksamen Impulseintrag beeinflussen wird. In Schilderungen sind derartige Extrem-Ereignisse als Beobachtungen beschrieben. Physikalische Gesetzmäßigkeiten für eine numerische Berechnung des Impulseintrages sind jedoch zurzeit nicht in der Fachliteratur verfügbar.

Durch den auflandigen Sturm wird über die an der Meeresoberfläche eingetragenen Schubkräfte vor der Küste ein Windstau erzeugt, dessen Höhe von der jeweils lokalen Wassertiefe abhängt. Mit zunehmender Wassertiefe wird für die Schrägstellung des Wasserspie-

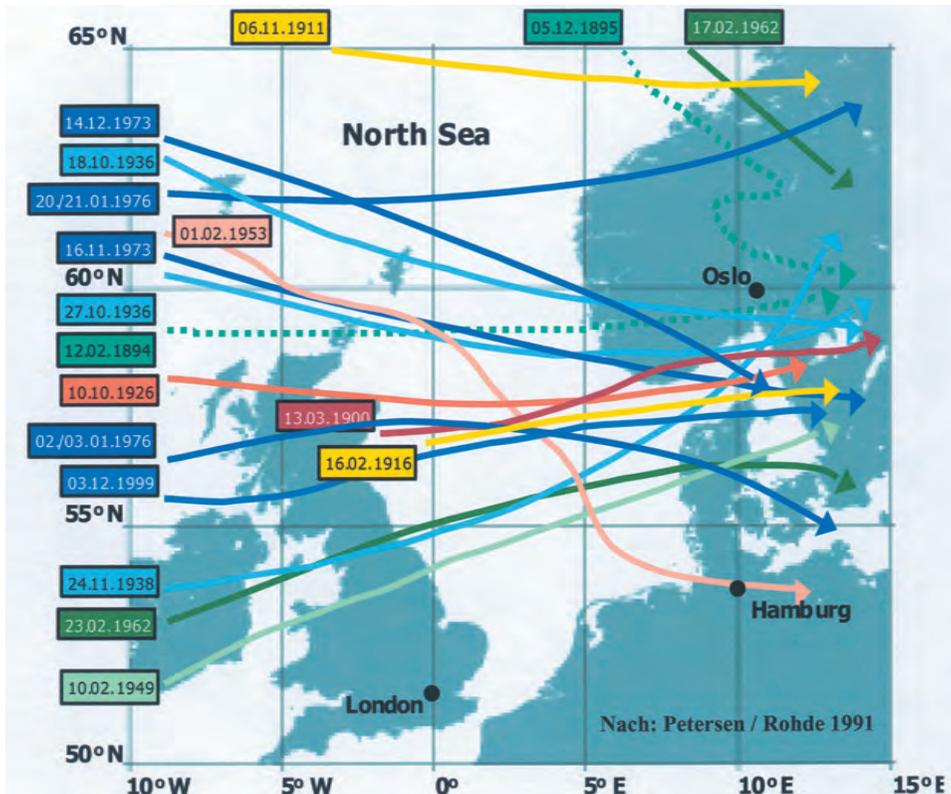


Abb. A 2.3: Zugbahn der Nordsee-Orkantiefs (nach PETERSEN u. ROHDE, 1991)

gels (Druckgradient) mehr Energie benötigt. Da die Energiezufuhr über den Impulseintrag bei einer konstanten Windgeschwindigkeit konstant ist, muss aus Gleichgewichtsgründen mit zunehmender Wassertiefe die Wasserspiegelschrägstellung – also der Windstau – abnehmen (Abb. A 2.4). Der lokale Windstau kann unter ungünstigen Bedingungen eine Größe von einigen Metern (an der Nordseeküste 2 bis rd. 4 m) erreichen und ist damit sehr bedeutsam für die Bemessungswasserstände an der Küste selbst, aber auch bedeutsam für die Bemessungsturmfluten in den angeschlossenen Tideästuaren.

Beim Durchzug eines Orkantiefs ändert sich der bodennahe Luftdruck und damit auch (durch die Massenträgheit verzögert) der Wasserstand. Eine Druckdifferenz von 1 hPa entspricht angenähert einer Wasserstands-Differenz von 1 cm. Da Orkantiefs in der Regel Durchmesser von mehreren hundert Kilometern haben, sind die druckänderungsbedingten Wasserstandsgradienten mit wenigen Zentimetern pro 100 km Entfernung anzusetzen.

### Fernwellen

Als Fernwellen werden Wellen bezeichnet, die – aus dem Atlantik kommend – nördlich von Schottland in die Nordsee einlaufen und aufgrund ihrer langen Periode nahezu ungedämpft auf die deutsche Küste treffen. Entstehen können derartige Fernwellen durch meteorologische Ereignisse im tropischen Bereich oder durch Orkantiefs (auch extreme

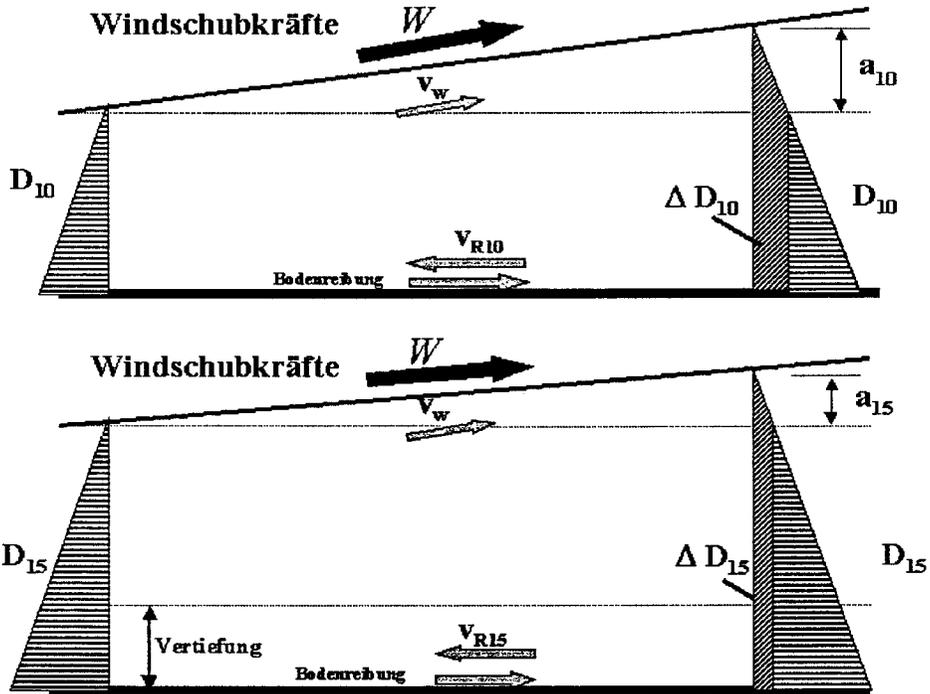


Abb. A 2.4: Gleichgewichtsbetrachtung Windschubkräfte = Druckkräfte-Differenz für unterschiedliche Wassertiefen

Luftdruck-Gradienten) im Nordatlantik. Sie sind bisher nicht vorhersagbar, können jedoch an den Eingangsebenen zur Nordsee, z. B. am Pegel Aberdeen, erkannt werden. Die bisherigen Beobachtungen haben ergeben, dass für die deutsche Nordseeküste Fernwellen eine Größenordnung von 1 dm bis 1 m haben können.

### Oberwasserzufluss

In den Tideästuaren wird durch den Oberwasserzufluss die Lage der Brackwasserzone und damit die Lage des baroklinen Druckgradienten bestimmt. Aufgrund der Dichteunterschiede können Wasserstandsunterschiede in der Größenordnung von 1 dm bis 2 dm bewirkt werden. Im inneren Bereich des Ästuars wirken größere Oberwasserzuflüsse erhöhend auf die Sturmflut-Scheitelwasserstände. Beispielsweise werden im Elbeästuar die Sturmflut-Scheitelwasserstände bei  $H_Q$  im Vergleich zum häufigsten Oberwasser bei Geesthacht um mehr als 1 m, bei Bunthaus um mehr als 0,5 m, bei Schulau um rd. 0,2 m und bei Brunsbüttel um rd. 0,05 m erhöht. Physikalisch ist diese Oberwasserwirkung darauf zurückzuführen, dass bei der Sturmflut durch den Impulseintrag des Sturmes über dem Ästuar selbst – aber insbesondere auch im Küstenvorfeld – das Abfließen der Ebbwassermengen und das Abfließen der Oberwassermengen behindert wird. Bei einer Sturmflut in einem Tideästuar sind in der Regel gegenüber astronomischen Tiden nicht die Flutstrom-Geschwindigkeiten signifikant erhöht, sondern die Flutstromdauer verlängert und die Ebbestrom-Geschwindigkeiten stark vermindert (BAW, 2000).

In Abb. 2.5 und 2.6 sind für die Sturmfluten vom 3.1.1976 in der Weser und 24.1.1994 in der Elbe die Scheitelwasserstände jeweils für den während der Sturmfluten herrschenden Oberwasserzufluss und zusätzlich für den höchsten (HHQ<sub>0</sub>) und einen häufig vorkommenden niedrigen Oberwasserzufluss dargestellt.

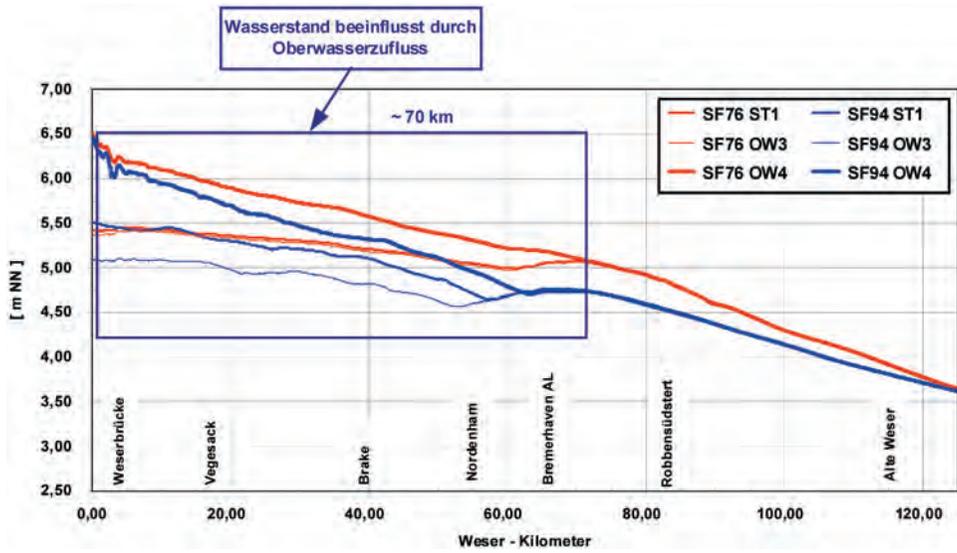


Abb. A 2.5: Sturmflutscheitelwasserstände der Weser (Sturmflut vom 3. Jan. 1976); siehe auch Tab. A 2.1

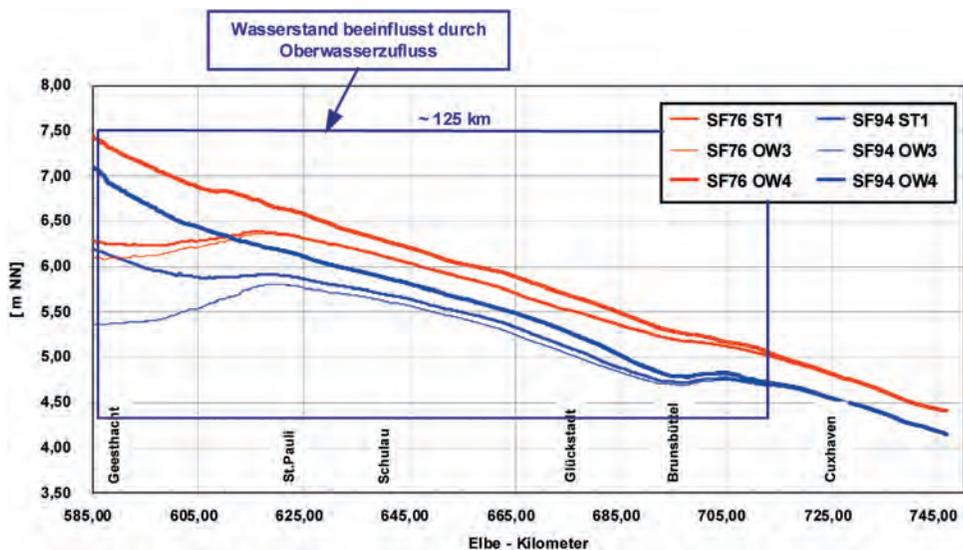


Abb. A 2.6: Sturmflutscheitelwasserstände der Elbe (Sturmflut vom 24. Jan. 1994); siehe auch Tab. A 2.1

Tabelle A 2.1: Oberwasserzuflüsse ( $Q_0$ ); Sturmflut vom 3. Jan. 1976 (SF76) in der Weser und vom 24. Jan. 1994 in der Elbe (SF94)

	ST1: Referenz Messung $Q_0$ [ $m^3/s$ ]		OW3: MN $Q_0$ [ $m^3/s$ ]		OW4: HH $Q_0$ [ $m^3/s$ ]	
	SF76	SF94	SF76	SF94	SF76	SF94
Ems	166	348	38	38	1200	1200
Weser	249	1140	80	80	3500	3500
Elbe	500	1356	277	277	3620	3620

MN $Q_0$ : mittleres niedrigstes OberwasserHH $Q_0$ : höchstes je gemessenes Oberwasser

### Astronomische Gezeiten

Die anregenden Kräfte für die astronomischen Gezeiten sind von dem meteorologischen Ereignis unabhängig und bleiben damit auch bei dem Durchzug eines Orkantiefs unverändert. Die in Schelfmeeren und damit in den flachen Küstengewässern stattfindenden nicht-linearen Flachwasser-Effekte (Generierung von Obertiden) hängen jedoch von der jeweiligen Wassertiefe ab und sind somit bei durch Windstau erhöhten Wasserständen gegenüber den normalen astronomischen Gezeiten bei schwachen Winden verändert. Da auch die Fortschrittsgeschwindigkeit der Flachwasser-Wellen aufgrund grösserer Wassertiefe erhöht ist, tritt in der Regel bei Sturmfluten der astronomische Hochwasserscheitel früher ein. Durch die windstauerhöhten Wasserstände und damit größeren Wassertiefen wird gleichzeitig eine verminderte Energiedissipation infolge der Sohlreibung wirksam. Dadurch kann eine Erhöhung der Wasserstände infolge verminderter Dämpfung der astronomischen Gezeitenenergie an der Küste bzw. in den Ästuaren eintreten.

Aufgrund der großen Variabilität der Einflussgrößen stellt jedes Sturmflutereignis ein charakteristisches Einzelereignis dar, das sich mit allergrößter Wahrscheinlichkeit niemals wiederholen wird.

### 2.3.2 Windstauanalysen

Systematische Analysen des Windstaus für die bisher eingetretenen Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste wurden von SIEFERT durchgeführt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Da die Gezeiten an der Nordseeküste in starkem Maße durch Flachwassereffekte geprägt sind, erfolgt bei erhöhten Wasserständen auch eine Veränderung der Gezeitencharakteristik (Veränderung der Amplituden und Phasenverschiebung der Partialtiden). Aus diesem Grunde hat SIEFERT für seine Windstauanalysen nicht die vorausberechneten astronomischen Gezeiten zugrunde gelegt, sondern ist vereinfachend von der mittleren Tidekurve ausgegangen. Als Windstau hat er die Differenz zwischen der mittleren Tidekurve und der gemessenen Wasserstandsganglinie bei der jeweiligen Sturmflut definiert und ausgewertet.

Durch die gewählte Analyseverfahren, nicht nur den Windstau im Zeitpunkt des Sturmflutscheitelwasserstandes zu bestimmen, sondern den gesamten Verlauf zu analysieren, wird eine genauere Analyse der Charakteristik der jeweiligen Sturmflut erreicht. Mit dieser Methode wird erkannt, ob und in welchem Maße eine Phasenverschiebung zwischen der maximalen Windwirkung und dem Gezeiten erzeugten Wasserstandsmaximum vorliegt. Diese

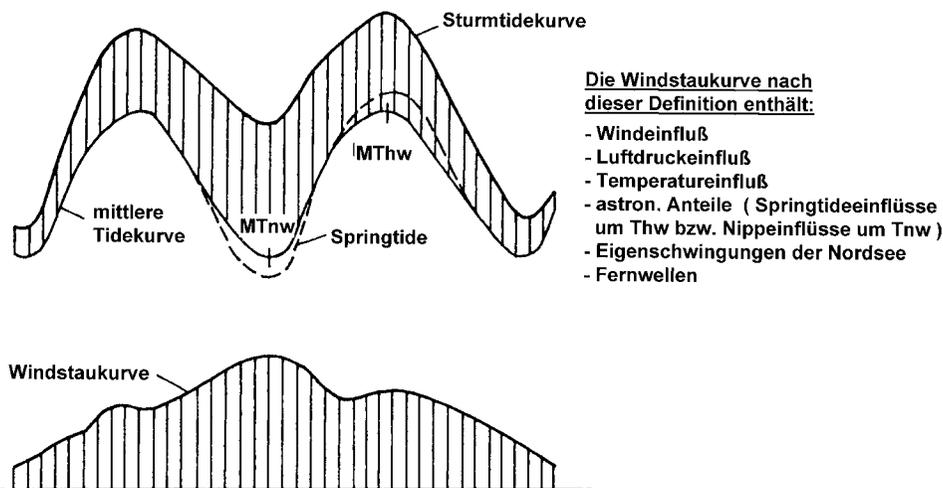


Abb. A 2.7: Windstaukurve als Differenz zwischen der eingetretenen und der vorausberechneten astronomischen oder der für diese Zeit gebildeten mittleren Tide (SIEFERT, 1998)

Auswertungen von SIEFERT zeigen, dass der höchste Windstau nicht bei Tidehochwasser, sondern zum Zeitpunkt Tideniedrigwasser an der Küste eintritt. Aufgrund physikalischer Gesetzmäßigkeiten muss dies so sein, da die durch den Windschub an der Oberfläche erzeugte Druckdifferenz mit zunehmender Wassertiefe abnimmt. Bei der Analyse der seit Beginn der Pegelaufzeichnung registrierten Sturmflutereignisse wurden auch Situationen mit unterschiedlicher Phasenverschiebung erfasst, so dass SIEFERT (1999) auf der Basis dieser Erkenntnisse zur Berechnung des maximalen Windstaus bei Tidehochwasser als Näherungsbeziehung

$$W_{Thw} = 0,9 \times W_{Tnw}$$

empfiehlt.

In Abb. A 2.8 sind die Windstau maxima für Cuxhaven ab 1901 dargestellt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Die Ergebnisse veranschaulichen durch die Streuung die Variation der einzelnen Einflussgrößen. Aus diesem Grunde stellt jede Sturmflut ein Einzelereignis dar, das durch das Zusammenwirken der erzeugenden Komponenten (Stärke und Phase) sowie der wasserstandsabhängigen Systemeigenschaften geprägt wird. Aufgrund dieser Eigenschaften und der geringen Anzahl extremer Ereignisse ist eine statistische Auswertung und eine darauf aufbauende Extremwertprognose nur bedingt möglich. Als Voraussetzung für die statistische Auswertung muss die Bedingung der Homogenität der Zeitreihe erfüllt sein. Die Anforderung der Homogenität der Zeitreihe ist nur erfüllt, wenn die Systemeigenschaften über den Beobachtungszeitraum unverändert geblieben sind. Da z. B. in den Ästuaren – aber auch in vielen Küstenabschnitten - durch bauliche Maßnahmen Veränderungen der Systemeigenschaften herbeigeführt wurden, ist die Voraussetzung der Homogenität der Zeitreihe nur in Ausnahmefällen (wie z. B. für die an der offenen Küste liegenden Pegel Hoek van Holland, Helgoland, Norderney u. a.) gegeben.

In Abb. A 2.9 sind die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Windstauhöhen für den Pegel Norderney dargestellt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Die Möglichkeit zur Extrapolation von extremen Daten auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten mit Methoden der

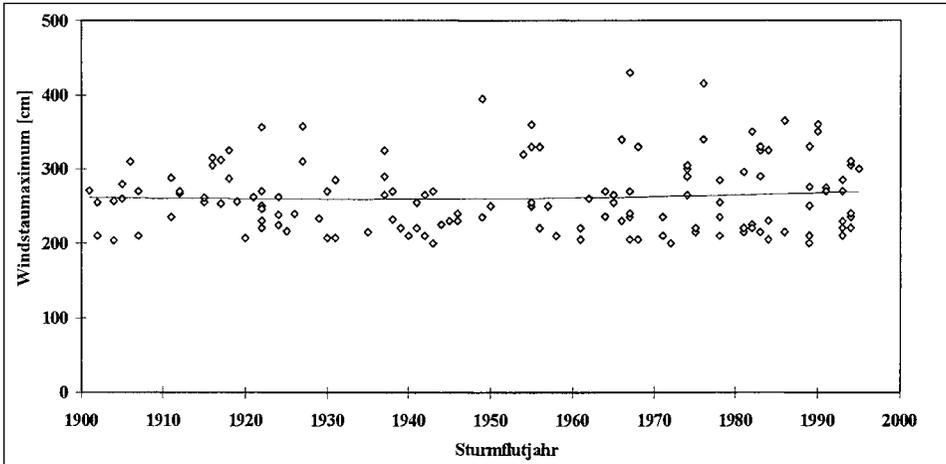


Abb. A 2.8: Windstaumaxima in Cuxhaven seit 1901 (unabhängig von der Tidephase), GÖNNERT u. SIEFERT (1999)

Extremwertstatistik sind aus verschiedenen Gründen begrenzt (vgl. auch Kap. A 8). Häufig wird ein Datensatz maximal auf das 2- bis 3-fache des Beobachtungszeitraums extrapoliert. D. h., für eine hundertjährige homogene Zeitreihe wird ein Ereignis mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von maximal 1/300 Jahren ermittelt. Bei darüber hinausgehender Extrapolation kann das Maß an Unsicherheit insbesondere aus den Eingangsdaten stark zunehmen, so dass die Ergebnisse als Grundlage für die Planung von Küstenschutzmaßnahmen unsicher bzw. unwirtschaftlich sein können. Zusätzlich sollte bei jeder statistischen Extremwertanalyse der Nachweis geführt werden, dass ein derartiges Ereignis unter Berücksichtigung der physikalischen Gesetzmäßigkeiten (Systemeigenschaften) überhaupt möglich ist.

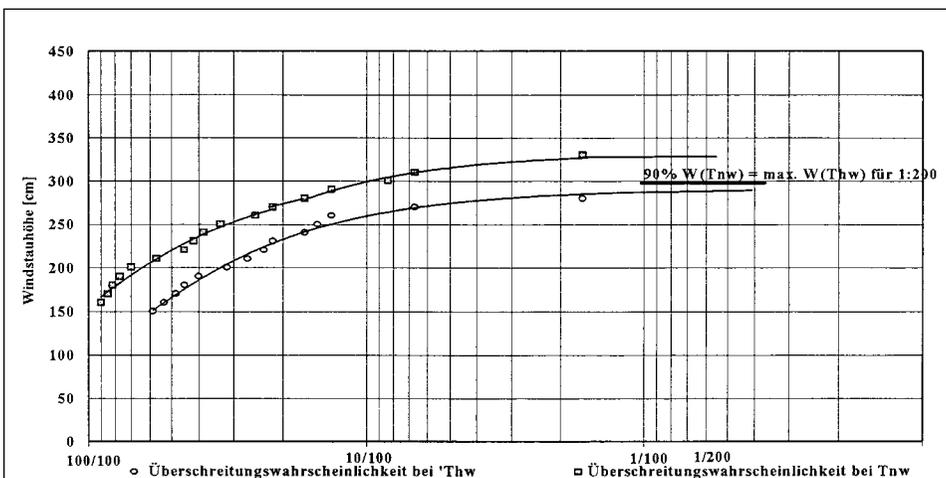


Abb. A 2.9. Überschreitungswahrscheinlichkeit der Windstauhöhen auf Norderney für die Jahre 1938–1997 (GÖNNERT u. SIEFERT, 1998)

Auf der Grundlage seiner umfangreichen Windstauanalysen empfiehlt SIEFERT, eine maßgebliche Sturmidekurve durch Addition des maximalen Windstaus, des säkularen Anstiegs und der mittleren Tidekurve jeweils für charakteristische Standorte zu entwickeln und mit dieser Sturmidekurve als Steuerkurve mit numerischen Modellen, unter Berücksichtigung des jeweiligen lokalen Windes, die jeweiligen Sturmflutcheitelwasserstände zu berechnen. Dieser Empfehlung folgend wurden die Bemessungswasserstände der gesamten Tideelbe mit inzwischen verschiedenen numerischen Modellen berechnet und durch eine Länderarbeitsgruppe festgelegt.

## 2.4 Systemanalysen mit numerischen Modellen für die Nord- und Ostsee als Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswasserständen

### 2.4.1 Numerische Modelle für Nord- und Ostsee

Der hohe Entwicklungsstand der numerischen Modelle, in Verbindung mit der Verfügbarkeit sehr hoher Rechenleistungen, ermöglicht die Simulation der maßgeblichen physikalischen Prozesse (Gezeitendynamik, Fernwellen und Windwirkungen) auch für topographisch heterogen strukturierte Küstengebiete (mit Inseln und Seegatten, Watt- und Priel-systemen sowie Boddengewässer). Derartige Modelle entsprechen heute dem Stand der Technik. Für Sturmflutuntersuchungen zur Ermittlung der Wasserstände ist erfahrungsgemäß eine tiefenintegrierte Modellierung (2D-Modell) ausreichend. Für detaillierte Strömungsanalysen und morphodynamische Untersuchungen (Bodenschubspannung) sind in der Regel 3D-Modelle einzusetzen.

In 2D-Modellen sind folgende physikalische Prozesse berücksichtigt:  
 x – Impulsgleichung (x und y = horizontale Koordinaten)

$$\underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{L_i} + \underbrace{U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y}}_{A_i} - \underbrace{2V \Omega \sin \varphi}_{C_i} =$$

$$- \underbrace{\frac{\rho}{\rho_0} g \frac{\partial \eta}{\partial x}}_{P_1} - \underbrace{\frac{1}{\rho_0} g \frac{H}{2} \frac{\partial p}{\partial x}}_{P_2} - \underbrace{\frac{1}{\rho_0} \frac{\partial p_a}{\partial x}}_{P_3} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{D_{\mu t}}{\rho_0} \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{D_{\mu t}}{\rho_0} \frac{\partial U}{\partial y} \right)}_{T_i}$$

$$- \underbrace{\frac{1}{H} C_D U \sqrt{U^2 + V^2}}_{B_i} + \underbrace{\frac{1}{H} \frac{p_a}{\rho_0} C_W u_w \sqrt{u_w^2 + v_w^2}}_{S_i}$$

Bedeutung der Gleichungs-Terme:

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| $L_i$ lokale Beschleunigung               | $P_1$ barotroper Druckgradient |
| $A_i$ advektive Beschleunigung            | $P_2$ barokliner Druckgradient |
| $C_i$ Coriolisbeschleunigung              | $P_3$ Luftdruckgradient        |
| $T_i$ turbulente Diffusion und Dispersion | $B_i$ Bodenreibung             |
| $S_i$ Windreibung                         |                                |

Hierbei bedeuten die Formelzeichen:

$C_D$	-	Bodenreibungs-Beiwert
$C_W$	-	Impulsaustauschkoeffizient (Wind)
$g$	$m/s^2$	Schwerebeschleunigung
$H$	$m$	Wassertiefe
$\rho_a$	$N/m^2$	Luftdruck
$\rho$	$N/m^2$	Druck
$t$	$s$	Zeit
$U$	$m/s$	tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit (x-Komponente)
$u_w$	$m/s$	Windgeschwindigkeit (x-Komponente)
$V$	$m/s$	tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit (y-Komponente)
$v_w$	$m/s$	Windgeschwindigkeit (y-Komponente)
$v$	$m/s$	Strömungsgeschwindigkeit (y-Komponente)
$x, y, z$	-	Koordinaten
$\alpha$	-	Konstante
$\beta$	-	Konstante
$q$	$kg/m^3$	Dichte des Wassers
$q_c$	$kg/m^3$	Dichte des Schwebstoffs
$q_l$	$kg/m^3$	Dichte der Luft
$q_o$	$kg/m^3$	Normdichte
$\Omega$	$1/s$	Winkelgeschwindigkeit der Erdrotation

Für die Ermittlung des Impulsaustauschkoeffizienten (Winde-Wasseroberfläche) sind in der Literatur (GARRATT, 1977; NORDENG, 1991; GEERNAERT u. GEERNAERT, 1997) zahlreiche Berechnungsformeln angegeben, die im Wesentlichen einen vergleichbaren Aufbau aufweisen und sich z. T. geringfügig in der Größe der Koeffizienten unterscheiden. Als Beispiel ist im Folgenden die Berechnungsformel mit dem Koeffizienten  $\alpha + \beta$  nach SMITH u. BANKE, 1975, angegeben.

$$C_W = \left[ \alpha + \beta \sqrt{u_w^2 + v_w^2} \right] \cdot 10^{-3}$$

mit  $\alpha = 0,63$  und  $\beta = 0,066$ .

Für die Modellierung eines Sturmflutereignisses müssen die raum- und zeitvariablen Windfelder für das gesamte Modellgebiet vorliegen. Die Ermittlung der Windfelder erfolgt wiederum über numerische Modelle. Die von den Wetterdiensten eingesetzten großen numerischen Vorhersagemodelle konnten in den letzten Jahren erheblich in der Vorhersagegenauigkeit verbessert werden. In den Prognosen sind jedoch unvermeidbare Unsicherheiten enthalten, so dass sich Abweichungen zu den tatsächlich eintretenden Windfeldern (hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung, der Windrichtungen und Windstärke sowie der Zugbahn) ergeben. Die im Rahmen von Prognosen berechneten Windfelder sind daher in der Regel für Systemanalysen nur bedingt geeignet. Da die Windfelder einen maßgeblichen Einfluss auf die Sturmflutentwicklung haben, ist es erforderlich, bei der Nachrechnung von Sturmfluten auch die Windfelder über Re-Analysen zu ermitteln. Hierbei werden wiederum mit atmosphärischen Modellen – jedoch nicht auf der Basis von Prognosen – sondern auf der ergänzenden Basis von an Stationen gemessenen Druck- und Winddaten, Simulationen durchgeführt (SCHMIDT u. BEHRENS, 1998). Die so ermittelten raum- und zeitvariablen Windfelder werden entweder als Schubspannungen auf die Wasseroberfläche übertragen, oder aber der Windeinfluss wird durch direkte Kopplung (Wellenmodell) in das hydronumerische Modell eingesteuert. Bei dem bisher von der BAW angewendeten Verfahren wird der Impulseintrag

aus dem Windschub in die Wasseroberfläche über den Ansatz von SMITH u. BANKE (1975) berücksichtigt.

Die Koeffizienten in der Formel von SMITH u. BANKE (1975) wurden auf der Grundlage von Naturmessdaten (mit Windgeschwindigkeiten bis 22 m/s) ermittelt. Bei der Nachrechnung von Sturmflutereignissen mit Windgeschwindigkeiten bis zu 30 m/s haben sich mit diesem Ansatz von SMITH u. BANKE gute Verifikationen ergeben, so dass davon auszugehen ist, dass dieser Ansatz auch für derartige Windgeschwindigkeiten eine gute Approximation darstellt. Bei sehr hohen Windgeschwindigkeiten über 30 m/s werden vermutlich zusätzliche physikalische Prozesse wirksam (s. Abschn. 3.1.1), die den Impulseintrag aus dem Windfeld in die Wasseroberfläche beeinflussen, so dass die Gültigkeit des Ansatzes von SMITH u. BANKE für derartige Situationen nicht abgesichert ist.

Durch die direkt gekoppelte Modellierung des Windes und der Hydrodynamik unter Einbeziehung eines Wellenmodells erfolgt jeweils der Impulseintrag aus dem Windfeld direkt in die Wasserphase. Die wirksame Rauheit der Wasseroberfläche wird direkt durch den Seegang beschrieben. Derartige Modellsysteme sind hoch entwickelt und werden im wissenschaftlichen Bereich der Ozeanographie international eingesetzt. Für Tiefwasserbedingungen ist eine derartige Seegangssimulation bereits dem „Stand der Technik“ zuzuordnen.

Im unmittelbaren Küstenbereich wird der Seegang durch extreme Flachwasserbedingungen und durch Strömungen (Shoaling, Refraktion, Diffraktion, Strömungsrefraktion und Brechen) umgestaltet. Insbesondere der Prozess des Brechens und die damit verbundene Energiedissipation ist bisher nicht direkt modellierbar. Aus diesem Grunde ist es bisher auch durch eine gekoppelte Modellierung nicht möglich, für extrem hohe Windgeschwindigkeiten (über 30 m/s) zuverlässig Sturmflutereignisse im Küstenbereich zu modellieren.

Zusammenfassend ist somit festzustellen, dass trotz des erreichten sehr hohen Entwicklungsstandes der numerischen Modelle es hinsichtlich der meteorologischen Gesetzmäßigkeiten nicht möglich ist, als *worst case* ein Extremereignis zu definieren, das nicht überschritten werden wird. Darüber hinaus besteht die Schwierigkeit, bei extrem hohen Windgeschwindigkeiten den Impulseintrag aus dem Wind in den Wasserkörper bei den Modellen verifiziert zu berücksichtigen. Daraus ergibt sich, dass es zum gegenwärtigen Zeitpunkt nur möglich ist, auf der Basis der Auswertung beobachteter Ereignisse eine Abschätzung für ein Orkanereignis vorzunehmen, das aufgrund seiner Zugbahn und seiner Gradienten Extremwasserstände erzeugt.

#### 2.4.2 Ermittlung regionaler Extremwasserstände durch Systemvariationen mit numerischen Modellen

Da die Küsten aufgrund ihrer topographischen Strukturen, Inseln, Seegatten, Priele, Wattgebiete, Buchten, Ästuaren gravierende Unterschiede hinsichtlich der Sturmflutcharakteristik aufweisen, müssen diese Eigenschaften bei der Festlegung der Bemessungswasserstände berücksichtigt werden, wenn das Prinzip der gleichen Sicherheit eingehalten werden soll. Dies gilt im Übrigen auch für das jeweilige Seegangsklima und damit für die Bestimmung des jeweiligen Wellenauflaufes. Der große Vorteil numerischer Modelle besteht darin, dass die wirksamen regionalen Windfelder (bis 30 m/s) und der wasserstandsabhängige maximale Windstau direkt von den Modellen unter Berücksichtigung der topographischen Strukturen, z. B. Abschattungswirkung von Inseln, zuverlässig berechnet wird. Durch systematische Szenarien können extreme Sturmereignisse zeitlich und räumlich verschoben werden. Man erhält damit Eingabegrößen für Szenarien-Berechnungen, mit denen jeweils für

bestimmte Küstenabschnitte die zugehörigen maximalen Wasserstände ermittelt werden. Auf die Variation der Zugbahnen der Orkantiefs und die damit verbundene Variation der Windstärken und -richtungen wurde bereits in Abschn. 3.1 hingewiesen.

Als Beispiel für eine derartige Vorgehensweise sind die Modellierungen von Rijkswaterstaat (NL) (RONDE DE et al., 1995) zur Ermittlung der niederländischen Bemessungswasserstände zu nennen. Auf der Basis des Windfeldes für den Orkan vom 1. Februar 1953 wurden die Wasserstände für die niederländische Küste jeweils mit

- Phasenverschiebungen zwischen dem Eintreten des Maximum des Sturms im Vergleich mit dem Eintritt der astronomischen Tiden von 0–9 Stunden,
- Variationen der Stärke des Sturms erhöht um 25, 50 und 75 %,
- Variation der Dauer des Sturms erhöht um 25 und 50 % sowie
- geographischen Verschiebungen der Sturmfelder in mehreren Schritten von je 80 km nach Osten und Westen sowie nach Süden und Norden

in Kombinationen simuliert. Durch derartige Variationen und Kombinationen werden wichtige quantitative Aussagen zur „Sturmflutempfindlichkeit“ der einzelnen Küstenabschnitte, insbesondere unter Einbeziehung der jeweiligen Windrichtungen, gewonnen. Dadurch erhält man eine Grundlage für die entsprechend der lokalen Sturmflutempfindlichkeit angepassten Höhe der Extremwasserstände. Diese Vorgehensweise hat darüber hinaus den Vorteil, dass anthropogene Veränderungen, wie die Wirkung von Vordeichungen, Einpolderungen, Strombaumaßnahmen, Fahrrinnenvertiefungen u. a., die bei Zugrundelegung von Windstauwerten auf der Grundlage vergangener Ereignisse nicht in aktueller Form berücksichtigt werden, in ihren Wirkungen auf die Scheitelwasserstände einbezogen sind. Bei der Analyse extrem schwerer vergangener Sturmfluten besteht aber die Schwierigkeit, die Wirkung von Deichbrüchen auf die Scheitelwasserstände und den Windstau zuverlässig zu quantifizieren. Da in der Regel die Pegel an der Küste nur in größeren Abständen vorhanden und durch lokale topographische Strukturen beeinflusst sind, stellt eine lineare Interpretation nur eine Abschätzung mit teils erheblichen Unsicherheiten dar.

**Empfehlung:**

Als Grundlage für die Bestimmung von Bemessungswasserständen wird empfohlen, ergänzend zu den statistischen Methoden und den Windstauanalysen auch numerische Modelle, unter Berücksichtigung der Windfelder, für die Berechnung der Sturmflutscheitelwasserstände entlang der Küste einzusetzen. Damit wird die von SIEFERT in seinem Schrifttum für die Tideelbe eingeführte Strategie fortgesetzt und weiter entwickelt. Für die Festlegung der Bemessungswasserstände in den Tideästuaren sind die regionalen Windwirkungen und Oberwasserwirkungen mit einzubeziehen.

## 2.5 Übersicht der höchsten eingetretenen Wasserstände und der Bemessungswasserstände

In den folgenden Tabellen sind für den Bereich der Nordsee- und Ostseeküste die bisher höchsten aufgetretenen Sturmflutwasserstände (für die Nordsee) und Hochwasserstände (für die Ostsee) zusammen mit den geltenden Bemessungswasserständen (Stand Januar 2002) angegeben. Da derartige Daten aufgrund von zusätzlichen Ereignissen und Erkenntnissen einer Fortschreibung unterliegen, wird ausdrücklich empfohlen, vor Verwendung dieser Daten durch Rückfrage bei den zuständigen Fachbehörden die Gültigkeit abzusichern. Anmerkung: die PNP-Werte sind auf volle cm gerundet ausgewiesen; die Pegel des WSD Nordwest sind im HS140 (502 cm unter NN) angegeben (Tab. A 2.3, A 2.5, A 2.6).

Tab. A 2.2. Die drei höchsten Sturmflutwasserstände, HHThw (fett gedruckt) und Bemessungswasserstände an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste und der Elbe

Ort	Sturmflutwasserstände			PNP cm unter NN	Bemessungs- wasserstand 2000 cm PN
	1962 cm PN	1976 cm PN	1981* cm PN		
List	865	894	<b>905</b>	500,8	980
Husum	1021	<b>1061</b>	1015	500,0	1150
Büsum	994	<b>1015</b>	971	500,5	1090
Brunsbüttel	1027	<b>1042</b>	981	500,9	1120
Glückstadt	1060	<b>1083</b>	1011	500,0	1150
Schulau	1087	<b>1125</b>	1055	500,0	1200
Hamburg St. Pauli	1070	<b>1145</b>	1081	500,0	1230

\* Die Wasserstände für 1981 sind im November 1981 eingetreten und fallen somit in das Abflussjahr 1982!

Tab. A 2.3: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste

Ort	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungswasser- stand 1977/1986 cm PN
	cm PN	cm unter NN		
Emden, NS.	1018	500	1906	1080
Borkum, Fb.	906	503	1906	990
Norddeich	968	500	1906	1030
Norderney, Hafen	908	502	1962	1000
Wangerooge, West	915	502	1976	1010
Harlesiel	970	500	1962	1060
Wilhelmshaven, Alter Vorhafen	1022	502	1962	1110
Vareler Schleuse	1061	500	1906	1130
Bremerhaven, DS	1035	500	1962	1035
Brake	1029	500	1962	1120
Cuxhaven	1012	502	1976	1065
Otterndorf	1042	500	1976	1100

Tab. A 2.4: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Elbe

Ort/Pegel	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungs- wasserstand cm PN
	cm PN	cm unter NN		
Cuxhaven, Sth.	1012	502	1976	1065
Brunsbüttel	1042	501	1976	1120
Brokdorf	1067	501	1976	1140
Stadersand	1107	501	1976	1180
Schulau	1125	500	1976	1200
Hamburg, St. Pauli	1145	500	1976	1230
Hamburg-Harburg	1143	500	1976	1230
Bunthaus	1143	500	1976	1250
Zollenspieker	1135	501	1976	1270
Geesthacht.UW	1143	501	1976	1290

Tab. A 2.5: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Weser

Ort/Pegel	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungswasserstand cm PN
	cm PN	cm unter NN		
Bremerhaven, DS	1035	500	1962	1130
Nordenham	1019	498	1962	1100
Brake	1029	500	1962	1120
Elsfleth	1026	506	1976	1130
Farge	1030	501	1976	1130
Vegesack	1033	500	1994	1142
Bremen, Gr. Weserbrücke	1043	500	1994	1095

Tab. A 2.6: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Ems

Ort/Pegel	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungswasserstand 1998 cm PN
	cm PN	cm unter NN		
Emden, NS	1018	500	1906	1112
Pogum	1024	502	1944	1131
Terborg	1012	502	1901	1151
Leerort	1006	502	1962	1157
Weener	975	501	1994	1125
Papenburg	958	502	1994	1085
Herbrum, Hd.	920	502	1994	1085

Tab. A 2.7: Höchste Sturmhochwasserstände (Auswahl) und Bemessungshochwasser an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern (WEISS u. BIERMANN, 1996) sowie Bemessungshochwasser (BHW) nach Generalplan Küstenschutz 1994 (BM/M.-V., 1994)

Ort/Pegel	Sturmhochwasserstände in Meter über NN							BHW 1994 m ü. NN
	13.11. 1872	31.12. 1904	30.12. 1913	2.3. 1949	4.1. 1954	15.2. 1979	3./4.11. 1995	
Wismar	<b>2,80</b>	2,28	2,08	1,74	2,10	1,57	1,98	3,20
Warnemünde	<b>2,43</b>	1,88	1,89	1,50	1,70	1,27	1,58	2,85
Sassnitz	-	<b>2,09</b>	-	1,44	1,40	0,80	1,30	2,40
Stralsund	<b>2,39</b>	2,16	2,32	1,00	1,73	0,92	1,62	2,70
Greifswald-Wieck	<b>2,64</b>	2,39	2,10	1,80	1,82	0,98	1,77	3,00

\* Anmerkung zum Höhensystem:

1985 wurde in Mecklenburg-Vorpommern das Höhensystem HN eingeführt. HN ist auf das Schwerfeld bezogen und daher physikalisch für die Wasserstände maßgebend. NN ist über Nivellement auf den Pegel Amsterdam bezogen und kann somit erhebliche Abweichungen zum lokalen Schwerfeld aufweisen. Überschlägig gilt Pegelnull PN = HN - 514 cm.

Die Systemdifferenz bei den Pegelstationen zwischen NN und HN von i.a. 10 - 12 cm findet beim Bemessungshochwasserstand BHW einheitlich mit 10 cm Berücksichtigung, so dass die auf das HN-Höhensysteme bezogenen Werte um 0,10 Meter geringer sind als die NN-bezogenen Zahlenangaben in der Tabelle.

Tab. A 2.8: Höchste Sturmhochwasserstände (Auswahl) an der Ostseeküste von Schleswig-Holstein (aus Generalplan Küstenschutz 2001-MLR S.-H., 2001) sowie Angaben zu Bemessungswasserständen für Deichabschnitte (nach ALW Kiel)

Ort/Pegel	Sturmhochwasserstände in Meter über NN						
	13.11. 1872	31.12. 1904	30.12. 1913	2.3. 1949	4.1. 1954	15.2. 1979	3./4.11. 1995
Lübeck	<b>3,38</b>	2,22	1,97	2,06	2,08	1,87	1,99
Travemünde	<b>3,30</b>	2,18	1,84	2,00	2,02	1,81	1,86
Kiel	<b>2,97</b>	2,25	1,83	1,90	1,80	1,93	1,99
Eckernförde	<b>3,15</b>	2,12	1,62	-	1,75	1,84	1,98
Flensburg	<b>3,08</b>	2,23	1,57	1,67	1,72	1,81	1,85

Angaben zu Bemessungswasserständen (BHW) für das Jahr 2000 als „Berechnungsdatum“ in Meter über NN:

Deichabschnitte:	Grömitz-Kellenhusen:	3,30	(282)	Klammerwerte: 1872 zugeordnete
–“–:	Fehmarn:	3,20	(275)	Sturmhochwasserstände
–“–:	Probstei:	3,40	(297)	

## 2.6 Schriftenverzeichnis

- BAW: Sturmfluten in den deutschen Ästuaren, KFKI-Forschungsvorhaben „Sturmfluten“, 2000.
- BM/M.-V.: Ministerium f. Bau, Landesentwicklung u. Umwelt d. Landes Mecklenburg-Vorpommern [Hrsg.]: Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern, Schwerin, 1994.
- DE RONDE, J. G.: Risk Assessment and Management of Potential Floodings in the Netherlands. Intern. Workshop on Floodplain Risk Management, Bangkok, Thailand, 1996.
- DE RONDE, J. G.; DILLINGH, D. u. PHILIPPART, E. W.: Design Criteria along the Dutch Coast. Hydrocoast Bangkok, 1995.
- DELTA-COMMISSIE: Eindverslag en interimadviezen, Deel I. Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, s'Gravenhage, 1960.
- EAK 1993: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Die Küste, H. 55, 1993.
- GARRATT, J. R.: Review of Drag Coefficients over Oceans and Continents. CSIRO Division of Atmospheric Physics, Aspendale, Victoria, 3195, Australia, 1977.
- GEERNAERT, G. L. u. GEERNAERT, L. L. S.: Air Sea Exchange of Momentum, Heat, and Gases over the North Sea: Theory, Experiment, and Research Opportunities. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Vol. 49, Nummer 2/3, 1997.
- GÖNNERT, G. u. SIEFERT, W.: Windstauanalysen in Nord- und Ostsee. Abschlussbericht KFKI-Forschungsvorhaben, 1999.
- HENSEN, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1964.
- HUNDT, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1965.
- IK/ML: Ingenieurkommission Nds. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer, Liese, Lüders): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- IK/ML: Ingenieurkommission Nds. Minister für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten (Kramer, Krause, Luck): Erfahrungen aus den Sturmfluten von November/Dezember 1973 für die niedersächsischen Küstenschutzwerke. Die Küste, H. 29, 1976.
- IK/ML: Ingenieurkommission des Nds. Ministers für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten (Heinsohn, Kramer, Krause, Luck, Meyer-Toelle, Müller): Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.

- IPCC/UNEP/WMO: Strategies for adaptations to Sea Level Rise. Intergovernmental Panel on Climate Change, Third Assessment Report, 2001.
- JORISSEN, R. E.: Coastal Flood-Risk Management in the Netherlands. Mitteilg. d. Franzius-Inst., Uni Hannover, H. 85, 2000.
- KLAUS, J. u. SCHMIDTKE, R. F.: Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Festlandküste. Modellgebiet Wesermarsch. Druckschrift Bundesminister für Finanzen, Bonn, 1992.
- KOLP, O.: Sturmflutgefährdung der deutschen Ostseeküste zwischen Trave und Swine. Seehydrographischer Dienst der DDR, Stralsund, 1955.
- KUNZ, H.: Bisheriger und zukünftiger Küstenschutz im Kontext eines integrierten Küstengebiets-Managements – Beispiele aus dem Weser-Ems-Raum. Vechtaer Studium zur Angew. Geogr. u. Regionalw., Bd. 18, 1996.
- KUNZ, H.: Anpassung von Küstenschutzkonzepten an neue Ansprüche der Gesellschaft. Jahrb. HTG, Bd. 50, 1995.
- KUSTNOTA: Kustverdediging na 1990, beleidskeuze voor de kustlijnzorg. SDU uitgeverij s'Gravenhage, 1990.
- LAG: Landesarbeitsgruppe Bemessungswasserstände entlang der Elbe (Autoren: KRAUSE, KROCKER, PROBST, SCHERENBERG, SIEFERT). Die Küste, H. 47, 1988.
- LEFEBVRE, CH.: Orkantief „Anatol“ vom 3./4. Dezember 1999. Klimastatusbericht, DWD, 1999.
- LÜDERS, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. Wasser u. Boden. 9. Jg., H. 2, 1957.
- LÜDERS, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1964.
- LÜDERS, K. u. LEIS, G.: Niedersächsisches Deichgesetz-Kommentar. Verl. Wasser u. Boden, Hamburg, 1964.
- LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlagsbuchhandlung August Lax, Hildesheim, 1976.
- ML/LW: Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten – Landesamt für Wasserwirtschaft: Die Sturmfluten vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
- ML/NDS: Nds. Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen, Hannover, 1973.
- MLR/S.-H.: Generalplan Küstenschutz – Integriertes Küstenschutzmanagement in Schleswig-Holstein. Kiel, 2001.
- NIEMEYER, H. D.: Überprüfung der Bestickhöhen von Deichstrecken an der Unterems. Dienstber. Forschungsstelle Küste 5/97 (unveröff.), 1997.
- NORDENG, TH. E.: On the Wave Age Dependent Drag Coefficient and Roughness Length at Sea. Journal of Geophysical Research, Vol. 96, No. C4, 1991.
- PETERSEN, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landesschutzdeiche. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1955.
- PETERSEN, M. u. ROHDE, H.: Sturmflut. 3. Aufl., Wachholtz Verlag, 1991.
- PROBST, B.: Küstenschutz 2000 – Neue Küstenschutzstrategien erforderlich? Wasser- und Boden, Jg. 47, H. 11, 1994.
- SCHMIDT, H. u. BEHRENS, K.: Regionale Windwirkungen in den Ästuarbereichen der inneren Deutschen Bucht. Bericht Deutscher Wetterdienst, 1998.
- SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.
- SIEFERT, W.: Bemessungswasserstände 2085A entlang der Elbe – Ergebnisse einer Überprüfung durch die Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96). Die Küste, H. 60, 1998a.
- SIEFERT, W.: Tiden und Sturmfluten in der Elbe und ihren Nebenflüssen. Die Küste, Heft 60, 1998b.
- SMITH, S. D. u. BANKE, E. G.: Variation of the Sea Surface Drag Coefficient with Windspeed. Quart. J. Roy. Met. Soc., 101, 1975.
- TWB: Technisch-Wissenschaftlicher Beirat – Empfehlungen der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und ihre Nutzenanwendung für den Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.
- VERHAGEN, H. J.: Hydraulic Boundary Conditions, chapter 3 in „Dikes and revetments-Design, maintenance and safety assessment (Hrsg. K.W. Pilarczyk). RWS, Hydraulic Engin. Div., Delft, A.A. Balkema, 1998.

- WEISS, D.: Das Küstenschutzkonzept von Mecklenburg-Vorpommern. Zeitschrift für Geologische Wissenschaften, Berlin Bd. 28, H. 6, 2000.
- WEISS, D. u. BIERMANN, S.: Sturmfluten – Angriff und Gefahr für die Küste unter besonderer Berücksichtigung des 3. und 4. November 1995. Dokumentation der Sturmflut vom 3. und 4. November 1995 an den Küsten Mecklenburgs und Vorpommerns, Redieck & Schade, GdR, Rostock, 1996.
- ZARNCKE, T.: Grundlagen und Planung des Küstenschutzes in Mecklenburg-Vorpommern. 44. Fortbildungslehrgang am 24./25. März 1999, in Rendsburg, BWK Landesverband Schleswig-Holstein und Hamburg e.V., H. 4 „Küstenschutz an Nordsee u. Ostsee“, 1999.

### 3. Seegang und Brandung

#### 3.1 Einführung

Küstenschutzbauwerke sind in besonderem Maße dem Wellenangriff ausgesetzt. Die schwierige Aufgabe, ein Bauwerk funktionell optimal zu gestalten und wirtschaftlich zu bemessen und zu bauen, setzt daher die Kenntnis des Seegangs in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung in Verbindung mit wechselnden Wasserständen sowie im Planungsgebiet auftretenden Strömungen voraus. Das gilt sowohl für die Anwendung theoretischer Verfahren oder mathematisch-numerischer Modelle zur Untersuchung der Wechselwirkungen zwischen Seegang, Bauwerk und Strand als auch für die Durchführung hydraulischer Modellversuche, die als eine wichtige Entscheidungshilfe zur Lösung wasserbaulicher Aufgaben im See- und Küstenwasserbau vielfach herangezogen werden und für die der Seegang eine Eingangsgröße darstellt.

Aus der Hauptgruppe der Wasserwellen (vgl. Abb. A 3.1) im Zusammenhang mit Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstengebiet sind die Wind- und Dünungswellen am wichtigsten, die den Seegang als eine Überlagerung von Wellen unterschiedlicher Höhe, Periode oder Frequenz und Richtung bilden. Die Gesamtheit der Wellen kann durch das Spektrum beschrieben werden, das in seiner allgemeinsten Form den Energieinhalt im Seegang als Funktion der Frequenz und Richtung angibt, oder durch die Statistik der im Seegang enthaltenen einzelnen Wellen nach Höhe und Periode.

Windwellen sind derjenige Anteil der Wellen im Seegang, der an Ort und Stelle durch den unmittelbaren Einfluss des Windes entstanden ist. Dünungswellen sind Wellen mit vergleichsweise längerer Periode, die außerhalb des Untersuchungsgebietes entstanden sind und sich aus ihrem Entstehungsgebiet fortbewegt haben<sup>1</sup>. Die Richtungen der Windsee- und Dünungsanteile des Seegangs können unterschiedlich sein.

Auf dem Gebiet der Ozeanographie wurden in den letzten Jahren verstärkt Anstrengungen unternommen, um die spektralen Eigenschaften des Seegangs besser zu verstehen. Durch Naturmessprogramme mit internationaler Beteiligung sind die energetischen Wellenvorhersageverfahren, auch im Hinblick auf Flachwassereinflüsse, weiter verbessert worden.

Dennoch müssen für ingenieurwissenschaftliche Aufgaben häufig Wellenmessprogramme direkt für ein Planungsgebiet durchgeführt werden, zumal nicht immer Seegangsdaten aus benachbarten Bereichen in ausreichendem Umfang vorhanden sind, die unmittelbar für eine planerische Aufgabe verwendet werden können. Derartige Messprogramme, die erst durch die Entwicklung moderner Mess- und Auswertesysteme ermöglicht wurden, zeigen die große Bedeutung des Seegangs für Planungs- und Baumaßnahmen an der Küste.

Bei Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstenschutz sind grundsätzlich die spektralen oder statistischen Eigenschaften des Seegangs zu berücksichtigen.

Viele Bemessungsverfahren erfüllen mittlerweile diese Anforderungen, da auch für hydraulische Modellversuche, auf denen viele dieser Verfahren aufbauen, das Arbeiten mit unregelmäßigen Wellen heute Standard ist.

Soweit Bemessungs- oder Berechnungsverfahren nur für regelmäßige Wellen vorliegen oder formulierbar sind, müssen geeignete Simulationsverfahren im Zeit- oder Frequenzbereich angewendet werden, um realistische Ergebnisse zu erhalten.

---

<sup>1</sup> Aus ozeanographischer Sicht ist Seegang dann als Dünung anzusehen, wenn die Windgeschwindigkeit kleiner ist als die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit.

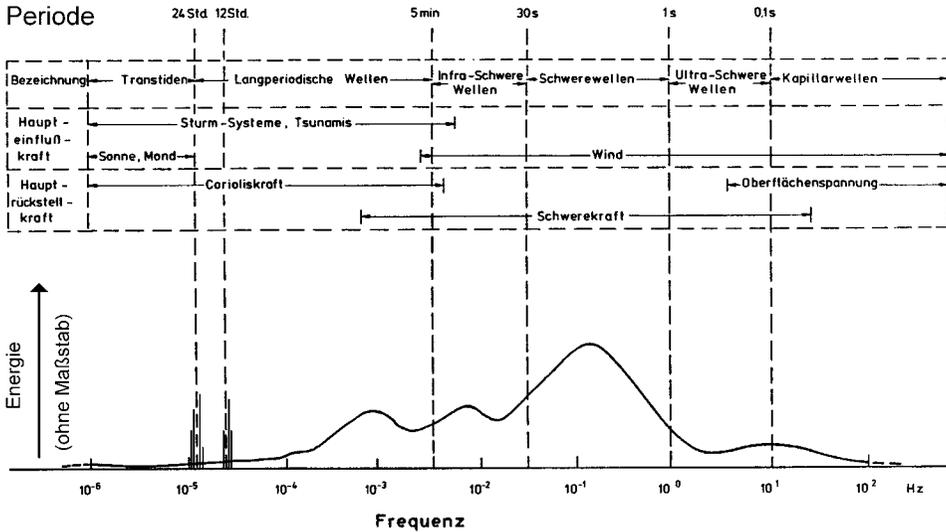


Abb. A 3.1: Einteilung ozeanischer Oberflächenwellen mit einer Einschätzung des relativen Energieinhalts (CERC, 1977)

Für praktische Ingenieuraufgaben und zur Vorbemessung können vereinfacht auch Einschätzungen mit signifikanten (oder maximalen) Wellenparametern (Höhe, Periode und Richtung) vorgenommen werden. Diese Vorgehensweise ist jedoch nicht unproblematisch und setzt grundsätzliche Kenntnisse über die Auswirkungen dieser Vereinfachung bzw. hinsichtlich der am besten geeigneten Parameter voraus.

Dies gilt auch für die Anwendung von Wellentheorien, die dann dazu dienen, Veränderungen definierter Seegangparameter einzelner Ereignisse (oder Seegangskomponenten) und daraus abgeleiteter Größen wie Wellengeschwindigkeiten, Partikelbewegung oder Energiefluss beim Einlaufen der Wellen in flaches Wasser zu berechnen und Wechselwirkungen mit Bauwerken rechnerisch zu erfassen.

Ansätze zur Berechnung von Flachwassereffekten beruhen vielfach auf der linearen Wellentheorie, doch lassen moderne Rechenanlagen auch die Anwendung höherer Wellentheorien mit vertretbarem Aufwand zu. Für das Brechen der Wellen gibt es bis heute keine umfassende Theorie, und Brechvorgänge werden auch durch empirische Ansätze beschrieben. Für die Bemessung von Bauwerken ist die Einbeziehung empirischer Beiwerte gebräuchlich, und Theorien höherer Ordnung können fallweise wichtig sein.

Zur Ermittlung der Seegangseingangsdaten für den Entwurf und die Bemessung ist die Einbeziehung langzeitstatistischer Methoden erforderlich, wobei wechselnde Wasserstände und andere hydrologische Größen wie Strömungen und insbesondere Windbedingungen im Planungsgebiet berücksichtigt werden müssen. Sie haben Einfluss auf den Seegang und bestimmen Grenzzustände extremer Ereignisse mit.

Seegangsvorhersageverfahren in Verbindung mit häufig vorhandenen langjährigen Windstatistiken können dabei für die Abschätzung extremer Ereignisse eine gute Hilfe sein, jedoch kann die Problematik ‚Bemessungsseegang‘ nur bauwerksabhängig (z. B. zulässige Zerstörungen) und unter Berücksichtigung weiterer Aspekte (z. B. Baudurchführung oder funktionelle Kriterien) betrachtet werden.

Im Folgenden werden Grundlagen der Wellentheorien und der Seegangsspektren sowie deren Analyse und Bewertung als Voraussetzung für die Lösung seegangsspezifischer Fragestellungen beim Entwurf und bei der Bemessung von Küstenschutzbauwerken behandelt. Der Überblick und das angeführte Schrifttum können wegen des beschränkten Umfangs nicht vollständig sein. Die Einschaltung eines auf diesem Gebiet erfahrenen Instituts und gegebenenfalls die Durchführung von hydraulischen Modellversuchen oder numerischen Berechnungen wird daher dringend empfohlen.

Auf nationaler und auch auf internationaler Ebene laufende Forschungsvorhaben zur Belastung von Bauwerken, insbesondere bei brechenden Wellen, aber auch zu Fragen des seangserzeugten Feststofftransportes (Kap. 6), der für die Bewertung von Küstenschutzwerken oder die Optimierung von Strandersatzmaßnahmen gleichrangig wie die Standsicherheit zu sehen ist, lassen Fortschritte erkennen, zeigen jedoch auch Grenzen der für die Planung zur Verfügung stehenden Methoden auf. Theoretische Ansätze oder numerische Berechnungen zur Standsicherheit von Bauwerken unter Seegangsbeanspruchung bzw. zur Bewertung ihrer Funktion einschließlich möglicher negativer Folgen für das Umfeld bedürfen daher einer kritischen Überprüfung der der Berechnung zugrunde gelegten Vereinfachungen.

Die folgenden Kapitel sollen dazu beitragen, dem planenden Ingenieur das hierfür notwendige Verständnis der komplexen physikalischen Zusammenhänge zu vermitteln. Hierbei wird auf die Wiedergabe von Gleichungen und deren Interpretation, soweit möglich, verzichtet. Weiterführendes Schrifttum ist an entsprechender Stelle angegeben.

## 3.2 Anmerkungen zu Wellentheorien

### 3.2.1 Allgemeines

Der Seegang ist als stochastischer Prozess aufzufassen, der durch Messungen oder Vorhersageverfahren ermittelt wird (Kap. 3.6). Der Begriff Wellenklima umfasst die räumliche und zeitliche Verteilung der Wellen eines Seegebietes. Wellentheorien dienen dazu, einzelne Ereignisse mathematisch formulierbar zu machen, wobei Vereinfachungen der natürlichen Verhältnisse erforderlich werden (vgl. Kap. 3.3).

Wellentheorien gründen auf der Annahme, dass eine einzelne Welle oder eine Folge von gleichförmigen Wellen durch die Wellenhöhe  $H$ , die Wellenperiode  $T$  (oder die Wellenlänge  $L$ ) und die Richtung  $\theta$  gekennzeichnet sind. Diese Parameter reichen aus, um das zu einer bestimmten Wellenform (z. B. Sinuswelle, Trochoide oder zusammengesetzte Wellenform) zugehörige Strömungsfeld unter der Welle und die Druckverteilung als Belastungsgrößen für Bauwerke in beliebigen Wassertiefen  $d$  und ggf. unter Berücksichtigung einer großräumigen konstanten Strömung zu berechnen.

Die Auswahl des für eine Planungsaufgabe zugrunde zu legenden Seegangszustandes, aus dem diese Seegangparameter als Eingangsgrößen für den Entwurf und die Bemessung (Kap. 4) ermittelt werden, ist nach statistischen Methoden (Kap. 3.7 und Kap. 8) problemabhängig durchzuführen, wobei andere hydrologische Größen wie Wasserstände, Wind und Strömungen einzubeziehen sind.

Die eigentliche Planungsaufgabe von Bauwerken zum Schutz sandiger Küsten umfasst funktionelle Gesichtspunkte, insbesondere Fragen des seangserzeugten Feststofftransportes (Kap. 6) einschließlich möglicher Folgen von Bauwerken auf das Umfeld (z. B. Lee-Erosion) und konstruktive Gesichtspunkte, d. h. die eigentliche Bemessung gegen Seegangsbeanspruchung.

Innerhalb des daraus für die Lösung resultierenden Optimierungsproblems stellen Wellentheorien lediglich eine, aber dennoch wichtige methodische Komponente dar. Sie können jedoch (vgl. Abb. A 3.2) nicht isoliert betrachtet werden. Die Lösung seegangstypischer Fragestellungen erfordert in der Regel die Einbeziehung aller verfügbaren Methoden (vgl. KOHLHASE, 1983; KOHLHASE, 1992). Hierbei spielen ortsabhängige Erfahrungen mit bereits ausgeführten Küstenschutzwerken eine wichtige Rolle.

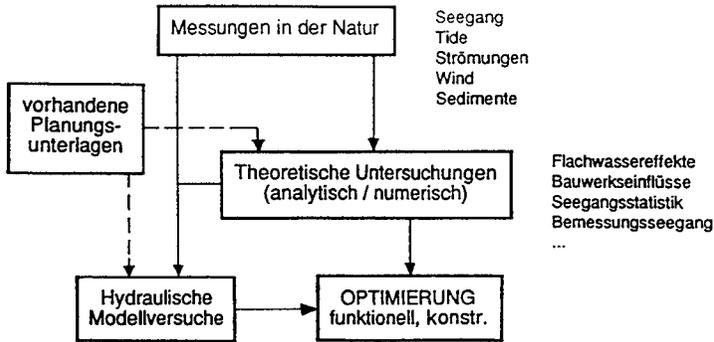


Abb. A 3.2: Untersuchung von Seegangsproblemen im Küstenwasserbau, methodische Wechselbeziehungen

Typische Aufgaben von Wellentheorien sind die Erfassung von Flachwassereffekten (Kap. 3.4) oder von bauwerksbedingten Wechselwirkungen mit den örtlichen Wellen im Planungsgebiet (Kap. 3.5), in Verbindung mit Überlagerungsverfahren auch zur Erfassung der spektralen Eigenschaften natürlichen Seegangs.

### 3.2.2 Deterministische Wellentheorien, Überblick

Es ist die Aufgabe deterministischer Wellentheorien, die Form der freien Oberfläche  $\eta(x, y, t)$  und die Bewegung der Wasserteilchen in den drei Koordinatenrichtungen  $x, y, z$  und  $t$  einer Welle für unterschiedliche Wellenhöhen  $H$  und -perioden  $T$  und bei unterschiedlichen Wassertiefen  $d$  möglichst genau mathematisch zu formulieren (Bezeichnungen s. Abb. A 3.3).

Eine Übersicht über die wichtigsten klassischen Theorien und die darin getroffenen mathematischen Voraussetzungen gibt Tab. A 3.1.

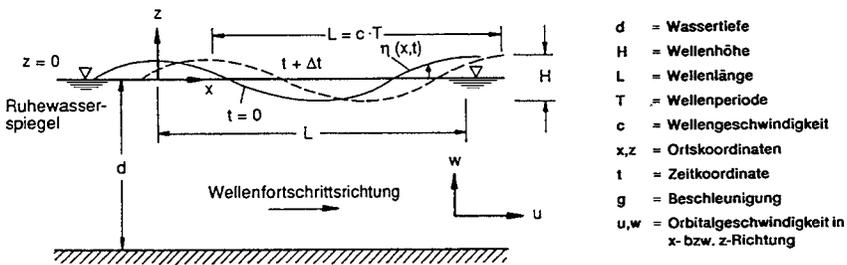
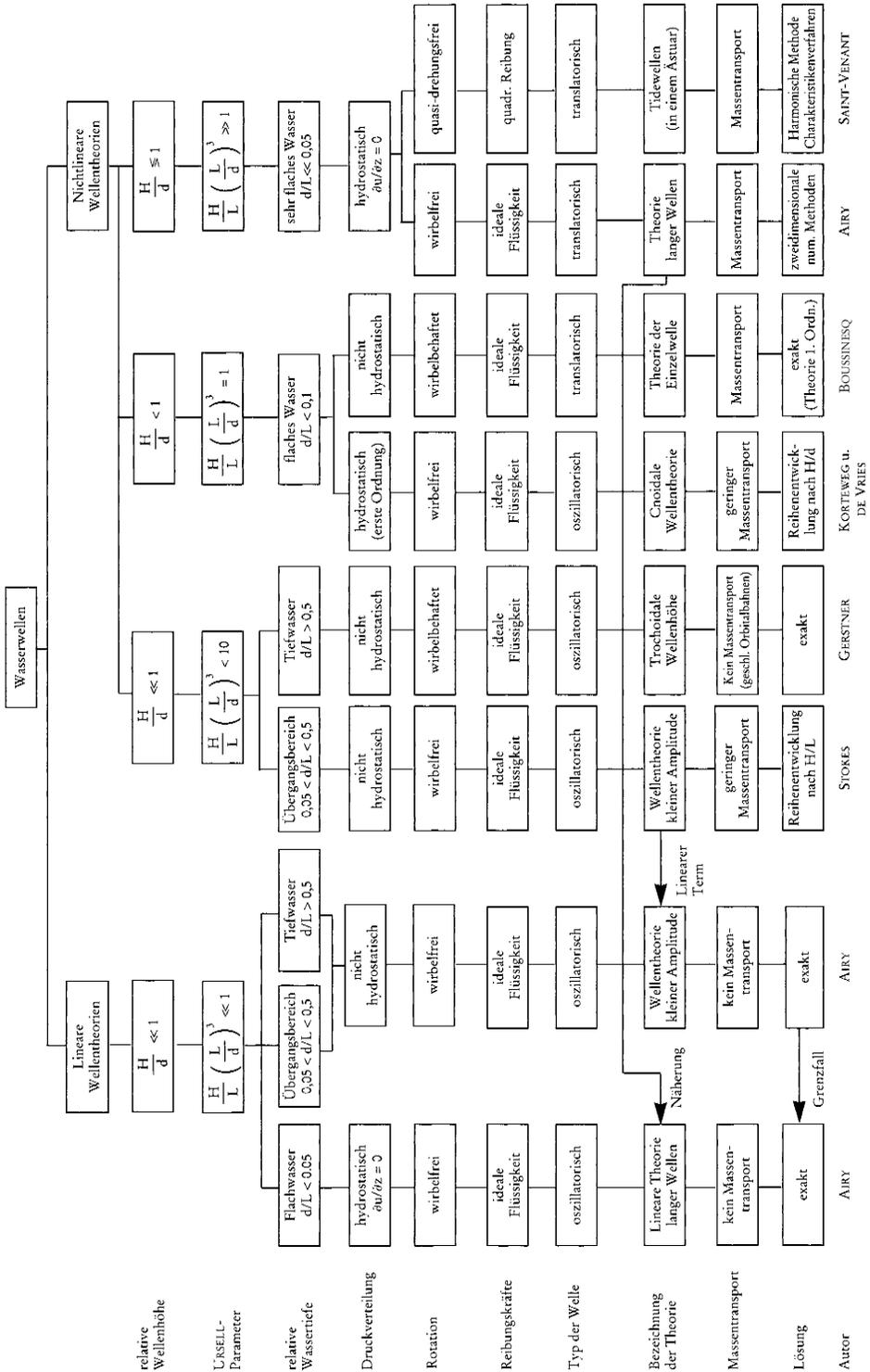


Abb. A 3.3: Fortschreitende Schwerewellen, Bezeichnungen

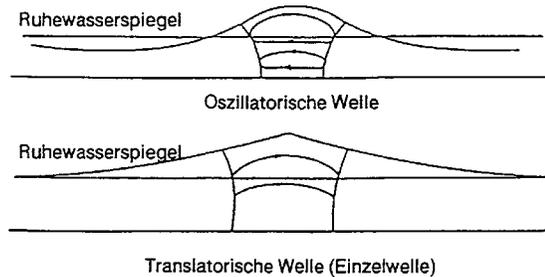
Tab. A. 3.1: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (nach LE MEHAUTE, 1976)



Alle klassischen Wellentheorien (außer der Theorie von GERSTNER (1809)) sind Lösungen der LAPLACESchen Differentialgleichungen. Hinsichtlich der mathematischen Grundlagen wird auf WIEGEL (1964), LE MEHAUTE (1976), HORIKAWA (1988) und das dort angegebene Schrifttum verwiesen. Vom mathematischen Standpunkt her ist es üblich, zwischen linearen und nichtlinearen Wellentheorien zu unterscheiden. Letztere enthalten auch die Theorien langer Wellen, wie sie für die Berechnung von Tidewellen verwendet werden.

Vom physikalischen Standpunkt aus ist zu unterscheiden in oszillatorische Wellen, die eingeteilt werden in fortschreitende und stehende Wellen, und in translatorische Wellen. Oszillatorische Wellen werden auch als Transversalwellen bezeichnet. Bei translatorischen Wellen, z. B. einer Bore (bewegter hydraulischer Wechselsprung), findet ein Transport von Masse per Definition statt. Aber auch oszillatorische Wellen können in Theorien höherer Ordnung (z. B. STOKESsche Theorien oder Cnoidale Wellentheorie) einen (geringen) Massentransport enthalten<sup>2</sup>. Die Unterschiede oszillatorischer Wellen und translatorischer Wellen werden in Abb. A 3.4 verdeutlicht. Dargestellt sind weiterhin Wellenprofile, die sich bei Anwendung unterschiedlicher in Tab. A 3.1 aufgeführter Wellentheorien ergeben.

#### Bewegung der Wasserteilchen



#### Wellenprofile



Abb. A 3.4: Zur Anwendung von Wellentheorien (aus LE MEHAUTE, 1976)  
oben: Teilchenbewegung in oszillatorischen und translatorischen Wellen, schematisch  
unten: Verdeutlichung unterschiedlicher Wellenprofile bei Verwendung verschiedener Theorien

<sup>2</sup> Auch die lineare Wellentheorie enthält einen Massentransportanteil im Strömungsfeld. Er ist lediglich nicht in den Formeln der Partikelbahnen ausgewiesen.

Neben den in Tab. A 3.1 aufgeführten Theorien ist vor allem die durch DEAN entwickelte Stream-function-theory als nichtlineare numerische Näherungslösung der hydrodynamischen Bewegungsgleichungen der Wellenbewegung zu erwähnen. Die Theorie wurde wegen des numerischen Aufwandes auch in Tabellenform dargestellt (DEAN, 1973). Diese Theorie gehört zur Gruppe der FOURIER-Approximationstheorien (FOURIER approximation theories) innerhalb der auch verbesserte Lösungen von CHAPLIN (1980), RIENECKER u. FENTON (1981), FENTON (1988) und SOBEY (1989) entwickelt wurden. Diese Verfahren sind sehr ähnlich und Unterschiede treten nur im Bereich der Grenzwellenhöhen auf. (Es gibt Programmversionen in denen DEANS Algorithmus bei extrem hohen Wellen nicht mehr gültig ist.)

Die FOURIER-Approximationstheorien haben den Vorteil, dass sie nahezu exakt sind und sowohl in Tiefwasser als auch in Flachwasser fast bis zur Grenzwellenhöhe angewendet werden können. Sofern die entsprechenden Computerprogramme vorhanden sind (in den auf dem Gebiet des Küsteningenieurwesens tätigen Hochschulinstituten verfügbar), stellen sie die sicherste Lösung dar.

Die rechnerische Genauigkeit sollte jedoch im Hinblick auf praktische Bemessungsaufgaben nicht überbewertet werden, zumal Wellen in der Natur nie exakt den idealen Formen dieser Theorien entsprechen.

Wegen der leichteren Verfügbarkeit und des geringeren Aufwandes haben aber auch die einfacheren Theorien weiterhin ihre Berechtigung. Insbesondere ist es je nach Problemstellung wichtiger die Unregelmäßigkeit des Seegangs zu berücksichtigen, was derzeit nur auf der Grundlage der linearen Wellentheorie (oder teilweise mit der Theorie 2. Ordnung nach STOKES) möglich ist. Insbesondere eignet sich dann auch die von WOLTERING (1996) entwickelte LAGRANGESche Betrachtungsweise auf der Grundlage der linearen Wellentheorie (s. a. Abschn. 3.2.2.4).

Die nahezu exakten FOURIER-Approximationstheorien sind jedoch prinzipiell von großer Bedeutung, da tendenzielle Abweichungen und Grenzen der einfacheren Theorien aufgezeigt werden können.

Die Grenzen der Anwendung verschiedener Theorien sind nicht abschließend erforscht. Die wichtigsten Theorien sind in Abb. A 3.5 eingetragen, die auch einen Anhalt über die Gültigkeitsbereiche dieser Theorien vermittelt. Diese werden durch die dimensionslosen Parameter  $H/(g \cdot T^2)$  und  $d/(g \cdot T^2)$  charakterisiert ( $g$  = Erdbeschleunigung).

Es ist gebräuchlich, wie in Abb. A 3.5 angegeben, entsprechend der relativen Wassertiefe  $d/L$  wie folgt zu unterteilen:

- Tiefwasser:  $d/L \geq 0,5$
- Übergangsbereich:  $0,5 > d/L > 0,05$
- Flachwasser:  $d/L \leq 0,05$ .

Die dimensionslose Größe  $H/L$  wird als Wellensteilheit bezeichnet. Die relative Wassertiefe  $d/L$  und die Wellensteilheit  $H/L$  können durch den URSELL-Parameter  $U_R = (H/L) \cdot (L/d)^3$  verknüpft werden.

Im Prinzip kann gesagt werden (vgl. Tab. A 3.1), dass die lineare Wellentheorie um so eher berechtigt ist, je kleiner der URSELL-Parameter  $U_R$  ist. Mit größer werdendem  $U_R$  müssen nichtlineare Theorien verwendet werden, um die gleiche relative Genauigkeit hinsichtlich der mathematischen Erfassung des Profils der freien Oberfläche der Welle zu erreichen.

Grenzen der Anwendung der STOKESSchen Theorien höherer Ordnung werden sichtbar durch unstetige Oberflächenformen infolge unrealistisch großer höherer Komponenten. Sie treten z. B. bei der Theorie 2. Ordnung dann auf, wenn die 2. Komponente der Wasserspiegelauslenkung größer als ein Viertel der 1. Komponente wird.

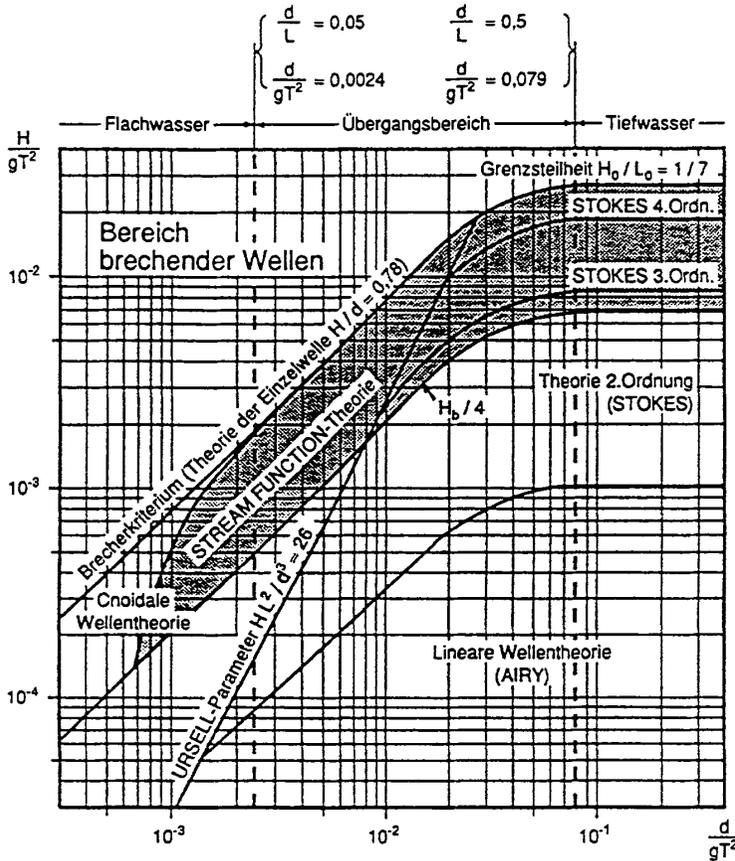


Abb. A 3.5: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (nach CERC, 1984)

Wichtigste Wellentheorie für ingenieurpraktische Anwendungen, vornehmlich in Verbindung mit der Veränderung der Wellenkennwerte beim Einlaufen in flaches Wasser (Kap. 3.4), aber auch für eine nährungsweise Erfassung unregelmäßiger Wellen im Seegang (Kap. 3.3) und deren Wechselwirkungen mit Bauwerken (Kap. 3.5), soweit theoretisch erfassbar, bleibt die lineare Wellentheorie, die nach AIRY und LAPLACE benannt wird. Von den Theorien höherer Ordnung sind die nach STOKES bezeichneten Theorien und cnoidale Theorien zur Erfassung der horizontalen Asymmetrie, d. h. unterschiedlicher Kammlagen und Tallagen in Bezug auf den Ruhewasserspiegel, oder zur Berechnung der Druckverteilung in der Welle und den mit der Wellenbewegung verbundenen Bewegungen der Wasserteilchen (Orbitalbewegung) von Wichtigkeit. Brechkriterien (Kap. 3.4) werden aus Einzelwellentheorien abgeleitet. Elemente der Trochoidalen Wellentheorie werden z. B. beim Bemessungsansatz für die Belastung senkrechter Wände (Lastfall Reflexion) (vgl. Kap. 4) verwendet.

Auf die sich ständig in ihrer Leistungsfähigkeit erhöhenden numerischen Berechnungsverfahren, z. B. auf der Grundlage der BOUSSINESQ-Gleichungen (z. B. PRÜSER, 1991) oder der direkten numerischen Lösung der LAPLACE-Gleichungen, sei in diesem Zusammenhang hingewiesen.

3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude  
(AIRY/LAPLACE)

Die lineare Wellentheorie, in der alle quadratischen Glieder und die Glieder höherer Ordnung der hydrodynamischen Grundgleichungen vernachlässigt werden, geht von folgenden Voraussetzungen aus (vgl. Tab. A 3.1):

1. Sinusförmige Oberfläche, d. h. symmetrisches Wellenprofil
2. Kleine Amplituden, d. h.  $H \ll L$ ,  $H \ll d$
3. Ebener Untergrund
4. Ideale Flüssigkeit, d. h. reibungsfrei, inkompressibel, homogen
5. Kein Einfluss der Luftbewegung auf die Wellenbewegung.

Die Bedingungen 4 und 5 sind die Voraussetzungen für eine rotationsfreie (wirbelfreie) Strömung (Potentialströmung), die die Formulierung der LAPLACESchen Differentialgleichung und entsprechende Lösungen ermöglicht.

Tab. A 3.2: Lineare Wellentheorie. Physikalische Bezeichnungen (nach WIEGEL, 1964)

	Flachwasser $\frac{d}{L} < \frac{1}{20}$	Übergangsbereich $\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	Allgemeine Gleichung $\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos\theta$		
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \frac{L}{T} = \sqrt{g \cdot d}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} \cdot \tanh(kd) = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(kd)}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega}$
3. Wellenlänge	$L = c \cdot T = T \cdot \sqrt{g \cdot d}$	$L = \frac{g}{\omega} \cdot T \tanh(kd)$	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} \cdot T$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kz)} \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

In Tab. A 3.2 bedeuten:  $k = \frac{2\pi}{L}$  (Wellenzahl)

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (\text{Kreisfrequenz})$$

$$\theta = kx - \omega t \quad (\text{Phasenwinkel}).$$

Die für praktische Berechnungen wichtigsten Gleichungen sind in Tab. A 3.2 zusammengestellt (s. a. WIEGEL, 1964; SILVESTER, 1974; HORIKAWA, 1978 und 1988; WAGNER, 1989; DEAN u. DALRYMPLE, 1984; CLAUSS, LEHMANN u. ÖSTERGAARD, 1988).

### 3.2.2.2 Theorien endlicher Amplitude (STOKESSche Wellentheorien)

In den Theorien höherer Ordnung werden nichtlineare Einflüsse teilweise berücksichtigt, so dass für Tiefwasserbedingungen und Wellen im Übergangsbereich die Bewegungsvorgänge genauer erfasst werden.

Zur Lösung der Bewegungsgleichungen sind Reihenentwicklungen üblich. Bei einer Entwicklung in Termen von  $H/L$  werden die Theorien nach STOKES bezeichnet, der erstmals die AIRY/LAPLACESche lineare Theorie durch eine Theorie 2. und 3. Ordnung erweitert hat. Die wichtigsten Gleichungen zur Berechnung der physikalischen Wellenvorgänge der häufig verwendeten STOKESSchen Theorie 3. Ordnung (in der Formulierung von SKJELBRAIA nach WIEGEL, 1964) sind in Tab. A 3.3 zusammengestellt.

Hierin bedeuten:

$$k = \frac{2\pi}{L}; \quad \omega = \frac{2\pi}{T}; \quad \Theta = kx - \omega t$$

(wie in Tab. A 3.2, lineare Theorie).

Die Größe  $a$  (hier: Amplitude der ersten Komponente der Wasserspiegelauslenkung) ist aus den folgenden impliziten Gleichungen zu bestimmen

$$H = 2a + \frac{3}{32} \cdot k^2 \cdot a^3 \cdot \left[ \frac{1 + 8 \cosh^6(kd)}{\sinh^6(kd)} \right] \quad (\text{allg. Gleichung})$$

bzw.

$$H = 2a + \frac{3}{4} \cdot k^2 \cdot a^3 \quad (\text{Tiefwasser}).$$

Wie die Gleichungen in Tab. A 3.3 zeigen, enthalten die STOKESSchen Theorien die lineare Wellentheorie als Sonderfall.

Auch Theorien noch höherer Ordnung wurden für den Ingenieurgebrauch aufgearbeitet (z. B. Theorie 5. Ordnung durch SKJELBREIA u. HENDRICKSON, 1962<sup>3</sup>; HORIKAWA, 1988; FENTON, 1985); Computerprogramme sind in den Universitätsinstituten verfügbar.

Generell ist darauf hinzuweisen, dass es verschiedene Lösungen der Theorien höherer Ordnung (STOKES und cnoidal) gibt, da die Faktoren von den gewählten Definitionen der

<sup>3</sup> In der Originalveröffentlichung ist ein leichter Fehler in der Formulierung des Terms  $C_2$  vorhanden (siehe NISHIMURA, ISOBE u. HORIKAWA, 1977).

Tab. A 3.3: STOKESSche Theorie 3. Ordnung. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL, 1964)

	Allgemeine Gleichung	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	$\eta = a \cdot \cos \theta$ $+ \frac{k}{4} a^2 \cdot \frac{\cosh(kd) [2 + \cosh(2kd)]}{\sinh^3(kd)} \cdot \cos(2\theta)$ $+ \frac{3}{64} k^2 a^3 \cdot \frac{1 + 8 \cosh^6(kd)}{\sinh^6(kd)} \cdot \cos(3\theta)$	$\eta = a \cdot \cos \theta$ $+ \frac{k}{2} a^2 \cdot \cos(2\theta)$ $+ \frac{3}{8} k^2 a^3 \cdot \cos(3\theta)$
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \cdot \left[ 1 + k^2 a^2 \frac{8 + \cosh(4kd)}{8 \sinh^4(kd)} \right]}$ $= \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \cdot \left[ 1 + k^2 a^2 \frac{14 + 4 \cosh^2(2kd)}{16 \sinh^4(kd)} \right]}$	$c = \sqrt{\frac{g}{k} [1 + k^2 a^2]}$
3. Wellenlänge	$L = \frac{g}{\omega} T \cdot \tanh(kd) \cdot \left[ 1 + k^2 a^2 \cdot \frac{14 + 4 \cosh^2(2kd)}{16 \sinh^4(kd)} \right]$ $= c \cdot T$	$L = \frac{g}{\omega} T \cdot [1 + k^2 a^2]$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = c \cdot \left[ k \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos \theta \right.$ $+ \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta)$ $\left. + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11 - 2 \cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \cos(3\theta) \right]$	$u = \omega \cdot a \cdot e^{kz} \cdot \cos \theta$
b) vertikal	$w = c \cdot \left[ k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin \theta \right.$ $+ \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta)$ $\left. + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11 - 2 \cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta) \right]$	$w = \omega \cdot a \cdot e^{kz} \cdot \sin \theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = c \cdot \left[ k \cdot \omega \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin \theta \right.$ $+ \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta)$ $\left. + \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11 - 2 \cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta) \right]$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \omega^2 a \cdot e^{kz} \cdot \sin \theta$

Tab. A 3.3 (Fortsetzung)

	Allgemeine Gleichung	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = c \cdot \left[ -k \cdot \omega \cdot a \cdot \frac{\sinh [k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta \right.$ $- \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\sinh [2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta)$ $\left. - \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11-2 \cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh [3k(z+d)] \cdot \cos(3\theta) \right]$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\omega^2 a \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

Wellenfortschrittsgeschwindigkeit und der Wahl der Pertubations- und Hilfsparameter abhängig sind (siehe z. B. ISOBE u. KRAUS, 1983 a,b).

### 3.2.2.3 Cnoidale Wellentheorie und Theorie der Einzelwelle

Wie Abb. A 3.5 zeigt, nimmt die Genauigkeit der STOKESSchen Wellentheorien ab, je weiter man sich dem Flachwasserbereich nähert. Wenn  $d/L < \text{rd. } 0,1$  wird, beschreiben die Cnoidalen Wellentheorien die physikalischen Verhältnisse besser.

Die Cnoidalen Wellentheorien sind zu den nichtlinearen Theorien zu rechnen. Im Gegensatz zur STOKESSchen Reihenentwicklung (in Termen von  $H/L$ ) wird eine Reihenentwicklung in Termen der relativen Wassertiefe  $H/d$  durchgeführt (vgl. Tab. A 3.1). Die Theorie wurde 1895 durch KORTEWEG und DE VRIES entwickelt und u. a. durch WIEGEL (1960) für die praktische Anwendung aufbereitet. Die Bezeichnung Cnoidale Wellentheorie wurde in Analogie zum englischen Begriff sinusoidal = sinusförmig gewählt. Das Wellenprofil wird durch JACOBISCHE elliptische cos-Funktionen dargestellt, die üblicherweise mit  $cn$  bezeichnet werden. Der Gültigkeitsbereich der Theorie 1. Ordnung wurde durch LAITONE (1963) untersucht und liegt bei  $d/L < \text{rd. } 1/8$  und  $U_R > 26$ . Im Shore Protection Manual (SPM, CERC, 1977 u. 1984) sind dimensionslose Diagramme veröffentlicht, die die Anwendung der Theorie erleichtern.

Die Cnoidale Wellentheorie (auch Theorien höherer Ordnung wurden entwickelt) geht im Tiefwasserbereich in die Theorie mit sinusförmiger Oberfläche über (lineare Wellentheorie) und im Flachwasserbereich in die Theorie der Einzelwelle, die durch BOUSSINESQ, 1872; RAYLEIGH, 1876 und MCCOWAN, 1891, formuliert wurde.

Letztere liefert insbesondere das theoretische Brechkriterium der Wellen infolge verringerter Wassertiefe (vgl. auch Kap. 3.4.4). Die Theorie der Einzelwelle wird aber auch verwendet, um das Einlaufen sehr langer Wellen, z. B. Erdbebenwellen, in flaches Wasser zu berechnen. Im Gegensatz zu den vorher genannten Wellentheorien (oszillatorische Wellen) ist die Einzelwelle eine translatorische Welle, die sich (mit unendlicher Wellenlänge) über dem Ruhewasserspiegel bewegt (vgl. Abb. A 3.4).

Während bei den STOKESSchen Theorien die Lösungen mit steigender Ordnung stetig genauer werden solange der Gültigkeitsbereich nicht überschritten wird, konvergieren die Lösungen der Cnoidalen Theorie nur langsam und alternierend mit steigender Ordnung.

Auf die Wiedergabe der Wellengleichungen wird hier verzichtet. Formeln sind wiedergegeben z. B. in DEAN u. DALRYMPLE, 1984 (Theorie 1. Ordnung); ISOBE u. KRAUS, 1983 b (2. Ordnung); HORIKAWA, 1988 (3. Ordnung).

### 3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie und LAGRANGESCHE Betrachtungsweise nach WOLTERING

Die Trochoidale Theorie (vgl. Tab. A 3.1) wird allgemein nach GERSTNER (1809) bezeichnet, obwohl sie später unabhängig auch von RANKINE entwickelt wurde. GERSTNER ermittelt die Oberfläche der Wellen und Linien gleichen Drucks als Trochoide (Trochoiden sind verkürzte Zykloiden, die geometrisch beim Abrollen eines Kreises auf einer Geraden entstehen. Ein angenommener Punkt auf einem Kreisumfang beschreibt eine Zykloide, ein Punkt im Innern des Kreises eine Trochoide). Nach der Trochoidaltheorie ergibt sich die horizontale Asymmetrie der Wellen, die in den Bemessungsansatz von SAINFLOU (1928) (vgl. Kap. 4) eingeht. Die Theorie, die von GERSTNER nur für Tiefwasser formuliert wurde, erfüllt die kinematische und dynamische Randbedingung exakt, ist aber nicht rotationsfrei. Die Orbitalbahnen und die Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser entsprechen der linearen Wellentheorie.

WOLTERING (1996) hat, ausgehend von den Gleichungen der Orbitalbahnen der linearen Wellentheorie (aber auch mit den STOKESSchen Formulierungen höherer Ordnung) eine LAGRANGESCHE Vorgehensweise entwickelt, die für Tiefwasser bei Nutzung der Orbitalbahnen nach Linearer Theorie zu den Ergebnissen der Trochoidalen Theorie führt. Er hat dabei nachgewiesen, dass der enthaltene Rotationsanteil auf den in der GERSTNERSchen Theorie nicht enthaltenen Massentransport zurückzuführen ist. Wird der Massentransport, der sich im numerisch iterativen Verfahren nach WOLTERING (1996) schlüssig ergibt, berücksichtigt, ist auch die GERSTNERSche Lösung rotationsfrei.

Bereits die Anwendung der linearen Theorie nach der Methode von WOLTERING gibt sehr genaue Lösungen für Tiefwasser (einschließlich Massentransport und wellenhöhenabhängiger Fortschrittsgeschwindigkeit entsprechend den Ergebnissen der FOURIER-Approximationsmethoden oder STOKES-Lösungen sehr hoher Ordnung) und gute Näherungen im Übergangsbereich. Die Methode hat den Vorteil, dass sie auf der Grundlage der linearen Wellentheorie auch auf unregelmäßigen Seegang angewendet werden kann und dann erheblich bessere Lösungen für Oberflächenformen und Wellenkinematik liefert, als es mit den üblichen linearen Überlagerungsmodellen (auch unter Einbeziehung von stretching-Methoden) möglich ist. Verwendet man die Formeln der Orbitalbahnen nach den höheren Ordnungen der STOKESSchen Theorien, kann der Gültigkeitsbereich der STOKESSchen Theorien weiter zum Flachwasserbereich hin ausgedehnt werden. Computerprogramme sind in WOLTERING (1996) wiedergegeben.

## 3.2.3 Zur Anwendung der Wellengleichungen, lineare Theorie

### 3.2.3.1 Potentialfunktion

Wie vorher erläutert wurde, ist die lineare Wellentheorie für ingenieurpraktische Fragestellungen die wichtigste Theorie, die unter den unter Abschn. 3.2.2.1 genannten Voraussetzungen entwickelt wurde.

Die Annahme der Wirbelfreiheit bedeutet zunächst, dass eine Potentialfunktion existiert, aus der die Geschwindigkeiten  $u$  und  $w$  der Wasserteilchen (vgl. Abb. A 3.3) in der Welle durch Differentiation in die Bewegungsrichtung ermittelt werden können.

Die Potentialfunktion wird aus dem Kontinuitätsgesetz, der allgemeinen Bewegungsgleichung (BERNOULLI-Gleichung) und Randbedingungen für die freie Oberfläche und an der Seesohle erhalten. Hierbei werden Bedingungen für die freie Oberfläche vorgegeben und konvektive Trägheitskräfte vernachlässigt (Linearisierung der Differentialgleichung).

Aus der Potentialfunktion  $\Phi$  werden die Form der freien Oberfläche  $\eta = f(x, t)$ , die Wellengeschwindigkeit  $c = f(d, L)$  in Fortschrittsrichtung und die mit der Wellenbewegung verbundenen Teilchenbewegungen bzw. -beschleunigungen (Orbitalbewegung) erhalten. Ferner werden aus der Potentialfunktion der mit der Welle verbundene Energiefluss und die Gruppengeschwindigkeit bestimmt.

Zur Erfassung unregelmäßiger Wellen gestattet die Linearisierung der Differentialgleichung die Überlagerung von einzelnen periodischen Wellen und der darin jeweils enthaltenen Drücke oder Geschwindigkeiten.

Die wichtigsten Begriffe bzw. aus der Potentialfunktion abgeleitete mathematische Beziehungen in Ergänzung zu den in Tab. A 3.2 angegebenen Gleichungen werden im Folgenden erläutert, da die in Kap. 3.3 bis 3.5 gegebenen Hinweise hierauf Bezug nehmen.

### 3.2.3.2 Orbitalbewegung

Die sich aus der Potentialfunktion nach linearer Theorie ergebenden Gleichungen für die horizontalen und vertikalen Geschwindigkeiten der Wasserteilchen in einer fortschreitenden Welle und die daraus durch Differentiation ermittelten Teilchenbeschleunigungen sind gemeinsam mit der Gleichung für die freie Oberfläche und die Wellengeschwindigkeit in Tab. A 3.2 angegeben.

Nach den Formeln der linearen Wellentheorie ist mit der Teilchenbewegung (Orbitalbewegung) kein Massentransport verbunden (siehe jedoch Fußnote in Abschn. 3.2.2). Wie in Abb. A 3.6 dargestellt ist, ergeben sich als Bahnkurven Kreise, solange die Tiefwasserbedingung  $d/L > 0,5$  erfüllt ist. Der Durchmesser der Kreise nimmt mit der Tiefe exponentiell ab. Bei flacherem Wasser (Übergangsbereich) bewegen sich die Teilchen auf Ellipsen. An der Sohle kann definitionsgemäß nur eine horizontale Bewegung erfolgen. Die Größe der horizontalen Achsen der Ellipsen nimmt mit der Tiefe ab. Im Flachwasser werden die Ellipsen immer gestreckter. Die Größe der horizontalen Achsen ist dann konstant über die Tiefe.

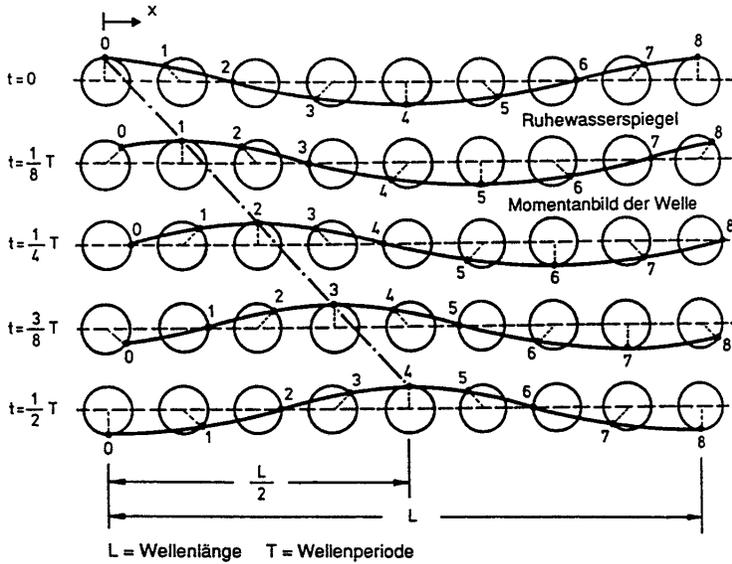
### 3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle

Die Druckverteilung  $p$  in einer Welle (wichtig z. B. im Zusammenhang mit Seegangsmessungen mit Drucksensoren) setzt sich zusammen aus einem hydrostatischen Druckanteil und einem Druckanteil aus Welleneinfluss.

Es ist

$$p = \gamma \left[ \eta \cdot \frac{\cosh [k(d+z)]}{\cosh(kd)} - z \right]$$

worin  $\eta = a \cdot \sin(kx - \omega t)$  (vgl. Tafel A 3.2).  
 $a = H/2$



Anm.: In dieser Form der Darstellung ergibt sich die Oberfläche der Welle als Zykloide

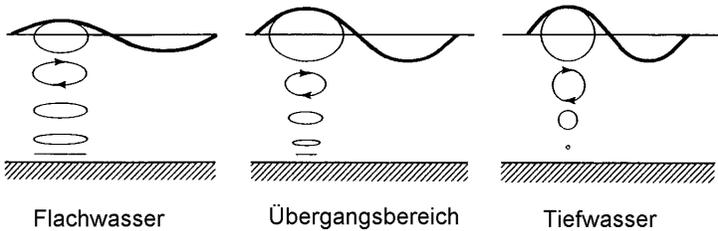


Abb. A 3.6: Erläuterung der Orbitalbewegung  
oben: Teilchenbahnen an der Oberfläche einer fortschreitenden, harmonischen Welle  
unten: Veränderung der Orbitalbahnen beim Einlaufen in flaches Wasser

Der Quotient

$$\frac{\cosh [k (d + z)]}{\cosh (kd)} = R$$

wird als Druckreaktionsfaktor bezeichnet, so dass

$$p = \underbrace{\gamma \cdot R \cdot a \cdot \sin (kx - \omega t)}_{\text{Welleneinfluss}} - \underbrace{\gamma \cdot z}_{\text{hydrostat. Anteil}}$$

$\gamma$  = Wichte des Seewassers, abhängig von Wassertemperatur und Salzgehalt.

### 3.2.3.4 Kinetische und potentielle Energie

Die in einer Welle der Länge L pro Einheitsbreite enthaltene Energie setzt sich aus einem Anteil an potentieller Energie und einem Anteil an kinetischer Energie zusammen. Es ist

$$E = E_{\text{pot}} + E_{\text{kin}}$$

Es gilt nach linearer Theorie

$$E = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \cdot L$$

bzw. bezogen auf die (wassertiefenabhängige) Wellenlänge und eine Einheitskammbreite

$$E_m = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2.$$

Es ist ferner  $E_{\text{pot}} = E_{\text{kin}}$ , unabhängig von der Wassertiefe, so dass

$$E_{\text{pot}} = E_{\text{kin}} = \frac{1}{2} E_m.$$

### 3.2.3.5 Energiefluss

Der mittlere Energiefluss bezogen auf die Einheitsbreite des Wellenkamms, d. h. die Energie, die in Fortschrittsrichtung durch einen Querschnitt (gebildet durch die Breite 1 und den Abstand der Kammlage der Welle zur Seesohle) pro Wellenperiode übertragen wird, ergibt sich für die zweidimensionale Wellenbewegung nach linearer Wellentheorie zu

$$F_m = \frac{1}{4} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \cdot c \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right].$$

Die Gleichung vereinfacht sich für Tiefwasser ( $d \rightarrow \infty$ ) zu:

$$F_m = \frac{1}{4} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \frac{g \cdot T}{2\pi}$$

und für Flachwasser ( $d \rightarrow 0$ ) zu

$$F_m = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 (g \cdot d)^{1/2}.$$

### 3.2.3.6 Gruppengeschwindigkeit

Werden zwei periodische Wellen gleicher Amplitude, jedoch geringfügig unterschiedlicher Frequenz linear überlagert (d. h. eine Welle durch eine andere Welle moduliert), bewegt sich dieser Wellenzug mit einer Geschwindigkeit fort, die Gruppengeschwindigkeit genannt wird. Die Gleichung für die Gruppengeschwindigkeit  $c_g$  lautet:

$$c_g = \frac{c}{2} \left[ 1 + \frac{2kd}{\sinh(2kd)} \right] = n \cdot c$$

( $c$  = Wellengeschwindigkeit, Tafel A 3.2).

Die Gruppengeschwindigkeit wird auch Energiegeschwindigkeit genannt, und der Energiefluss entspricht dem Produkt aus Wellenenergie und Gruppengeschwindigkeit. Mit  $a = H/2$  ergibt sich (lineare Theorie)

$$F_m = \frac{1}{8} \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot c_g$$

wobei  $c_g = 0,5 \cdot c$  (Tiefwasser,  $n = 0,5$ )  
und  $c_g = 1,0 \cdot c$  (Flachwasser,  $n = 1,0$ ).

Aus der Energiegeschwindigkeit wird der Shoaling-Effekt abgeleitet (s. Kap. 3.4); die Gleichung für den Energiefluss bildet eine wichtige Grundlage für die Energiedissipation der Wellen in flachem Wasser (vgl. Kap. 3.4).

### 3.2.3.7 Überlagerung von Wellen

Wegen der Linearität der Gleichungen können sich überlagernde Wellen durch Addition der Einzelkomponenten berechnet werden:

Wellenprofil  $\eta = \eta_1 + \eta_2 + \dots + \eta_n$

Geschwindigkeiten  $u = u_1 + u_2 + \dots + u_n$

$w = w_1 + w_2 + \dots + w_n$

Drücke  $p = p_1 + p_2 + \dots + p_n$

Hierin ist  $n$  = Anzahl der überlagerten Wellenkomponenten.

Überlagerungsverfahren werden angewendet z. B. zur Erfassung natürlichen Seegangs, der interpretiert werden kann als Summe von Sinus- oder Cosinusschwingungen unterschiedlicher Amplitude, Frequenz und Richtung.

Hinweise zur Erfassung der spektralen Eigenschaften natürlichen Seegangs enthalten die folgenden Kapitel.

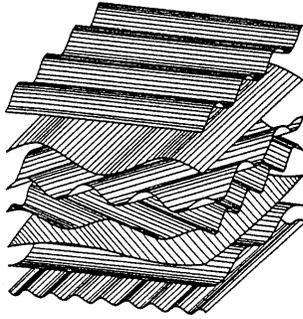
## 3.3 Seegang

### 3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung

Unter Kap. 3.1 wurde bereits erwähnt, dass man für die Beschreibung einer Seegangssituation von der Vorstellung ausgehen kann, dass Wellen unterschiedlicher Höhe (oder Amplitude), Frequenz (oder Periode) und Richtung überlagert sind. Dies ist auch die Grundlage der Superpositionsmethode, mit der bei überwiegend linearen Vorgängen Simulationen der physikalischen Vorgänge in unregelmäßigem Seegang mit Übertragungsfunktionen durchgeführt werden können. Abb. A 3.7 verdeutlicht diese Vorstellung und auch die für die Bearbeitung von Wellenproblemen häufig vorgenommenen verschiedenen Formen der Vereinfachungen des Seegangs.

Durch Überlagerung der verschiedenen Komponenten entsteht in der allgemeinsten Form eine sehr unregelmäßige Meeresoberfläche (Abb. A 3.7a), in der Wellenkämme teilweise nur schwer und insbesondere langperiodische Seegangsanteile i. A. nur aus größerer Höhe erkennbar werden. Wellenrichtungen und damit auch Wellenkämme werden aber ausgeprägter in vergleichsweise flachem Wasser, da hier u. a. durch Refraktion eine Sortierung der Wellen zu einheitlicheren Richtungen stattfindet.

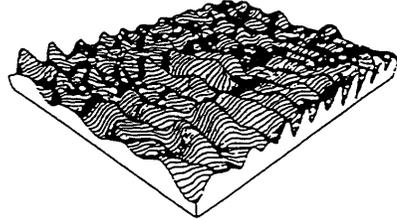
Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang (Abb. A 3.7b) entsteht durch die Überlagerung von Wellenkomponenten einheitlicher Richtung und ist in der Natur vor allem bei Dünungswellen zu beobachten, d. h. bei Seegangssituationen, in denen die Wellen nicht mehr dem direkten Einfluss des Windes unterliegen und die Sortierung der Wellen durch verschiedene Wechselwirkungen zu einheitlicheren Richtungen bereits stattgefunden hat. Derartige Situationen entsprechen im natürlichen Seegang noch am ehesten den Voraussetzungen, die den Annahmen periodischer Schwerewellen (regelmäßiger Seegang, Abb. A 3.7c) in einer Wellentheorie (Kap. 3.2) zugrunde gelegt werden. Eine Vereinfachung des Seegangs in diese Form ist naturgemäß erforderlich bei hydraulischen Modellversuchen in Wellenkanälen



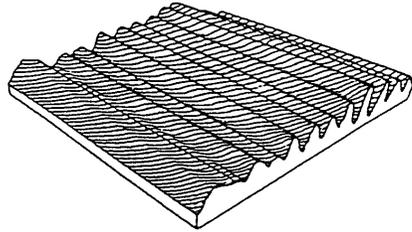
Überlagerung von Sinus-Komponenten

a) allgemeiner Fall:

Zeitbereichsbetrachtung  
(Momentanzustände)

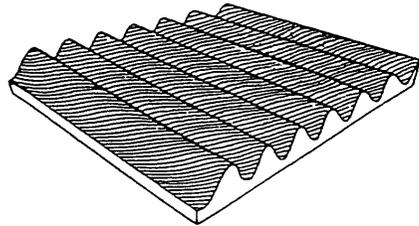


Kurzkämmiger, unregelmäßiger Seegang



b) Vernachlässigung der Richtungsstruktur

Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang



c) Charakterisierung des Seegangs durch  
einzelne, fortschreitende Welle konstanter  
Höhe und Periode

Regelmäßiger Seegang

Abb. A 3.7: Natürlicher Seegang, Überlagerung von Wellenkomponenten unterschiedlicher Höhe, Frequenz, Richtung und Formen der Vereinfachung (KOKKINOWRACHOS, 1980; SCHADE, 1991; WMO, 1988)

und zweidimensionalen numerischen Modellen. Auch punktförmige Seegangsmessungen der Wasserspiegelauslenkung erfassen nur diese vereinfachte Form.

Zur weiteren Reduzierung des Seegangs auf charakteristische Parameter für die Klassifizierung von Seegangseignissen oder auf signifikante Parameter für die Anwendung von klassischen Wellentheorien oder Berechnungsverfahren auf der Grundlage regelmäßiger Wellen kann die Unregelmäßigkeit im Zeitbereich oder im Frequenzbereich analysiert werden (Kurzzeitanalyse, Kurzzeitstatistik).

Bei der Analyse im Zeitbereich werden dazu einzelne Wellenereignisse definiert (z. B. nach der Nulldurchgangsmethode) und statistische Mittelwerte von Höhen und Perioden gebildet (s.a. Kapitel 3.3.2.2). Dabei wird derzeit im Zeitbereich üblicherweise keine Richtung der einzelnen Wellenereignisse berücksichtigt, obwohl dies grundsätzlich möglich ist.

Die Analyse im Frequenzbereich führt auf den Begriff des Seegangsspektrums<sup>4</sup>, das die Energiedichte  $S = f(f, \theta)$  ausdrückt, d. h. die Energie des Seegangszustandes, bezogen auf die Frequenzbreite  $df$  und den Richtungssektor  $d\theta$ , wobei jeder Seegangskomponente ein gesonderter Energieanteil zugeordnet und jede Komponente als periodische Sinus- oder Cosinuswelle aufgefasst wird. Der Übergang zwischen der Darstellung im Zeitbereich in den Frequenzbereich bzw. umgekehrt vom Frequenzbereich in den Zeitbereich erfolgt durch eine FOURIER-Transformation bzw. durch inverse FOURIER-Transformation (vgl. Kap. 3.6). Höhenparameter werden dann aus der Gesamtenergie berechnet, Periodenparameter aus der Verteilung über die Frequenz; Richtungsparameter müssen die Verteilung der Energie über die Frequenz und die Richtung berücksichtigen (s. a. Kapitel 3.3.2.3).

Die kurzzeitstatistische Analyse von Seegangssituationen zeigt, dass unter bestimmten Voraussetzungen insbesondere die verschiedenen Wellenhöhenparameter aus der Zeitbereichsanalyse in relativ strenger Abhängigkeit zueinander stehen, auch können Beziehungen zwischen Zeitreihen- und spektralen Parametern abgeleitet werden. Hinweise hierzu enthalten die folgenden Kapitel.

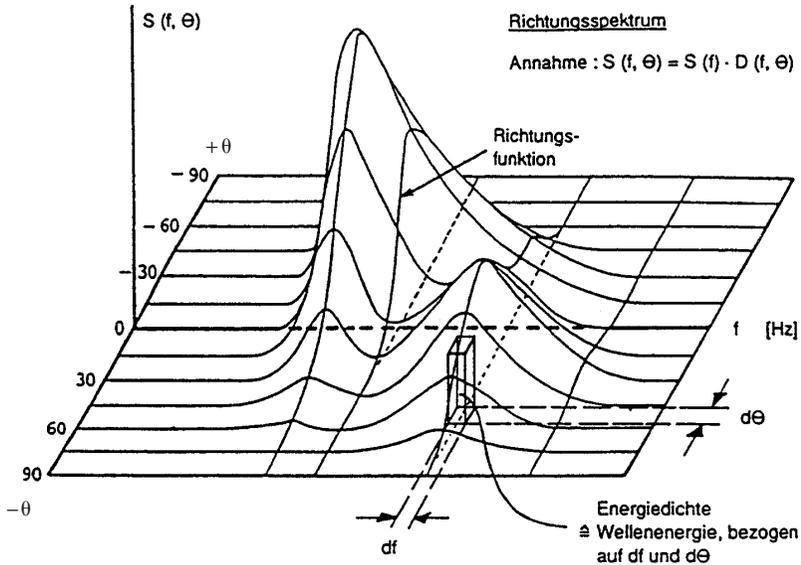
Abb. A 3.8 zeigt ein Seegangsspektrum in seiner allgemeinsten Form (Richtungsspektrum) und als eindimensionales Spektrum (unter Vernachlässigung der im Seegang enthaltenen Richtungsinformationen). Das Richtungsspektrum entspricht im Zeitbereich (vgl. Abb. A 3.7) einer Seegangssituation mit kurzkämmigen, unregelmäßigen Wellenfolgen aus unterschiedlichen Richtungen, wobei dominierende Richtungen der Windsee- und Dünnungsanteile unterschiedlich sein können. Das eindimensionale Spektrum (auch vereinfachend als Spektrum bezeichnet) entspricht der Modellvorstellung langkämmiger, unregelmäßiger Wellen.

Während die Berechnung der Energiedichteverteilung des eindimensionalen Spektrums (ohne Richtungsfunktion) über die Frequenz aus der Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung mathematisch eindeutig ist, kann die Dichteverteilung über die Richtung nur angenähert ermittelt werden. Häufig werden dabei für jede Frequenzstützstelle nur mittlere Richtungen und Parameter, die die „Breite“ eines vorgegebenen Richtungsfunktionsstyps beschreiben, angegeben (s.a. Kap. 3.3.2.3).

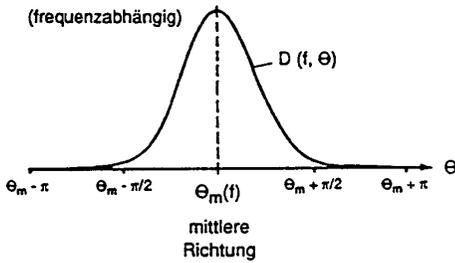
Weitere Hinweise zur Form und Anwendung des Spektrums für ingenieurpraktische Aufgaben enthalten die Kap. 3.4, 3.5 und 3.6.

In Abb. A 3.9 sind als Beispiel für eine Auswertung im Zeitbereich die sich aus einer Zeitreihe ergebenden Einzelwerte von Wellenhöhen und Perioden in einem Punktediagramm dargestellt.

<sup>4</sup> Der hier und im Folgenden verwendete Begriff Seegangsspektrum steht für die Darstellung der spektralen Dichte der Varianz der Wasserspiegelauslenkung über die Frequenz und Richtung, die nicht der Seegangenergie entspricht, lediglich proportional dazu ist. Insofern sind die in diesem Zusammenhang auch verwendeten Begriffe Energiespektrum oder Energiedichte nicht eindeutig, werden aber wegen der Bekanntheit beibehalten.



**Richtungsfunktion  $D(f, \Theta)$**



Ansatz:  $\int_{-\pi}^{\pi} D(f, \Theta) d\Theta = 1$

Beispiel für  $D(f, \Theta)$ :

$$D(f, \Theta) = \frac{2^{2s-1} \Gamma^2(s+1)}{\pi \Gamma(2s+1)} \cdot \cos^{2s} [(\Theta - \Theta_m)/2]$$

**1 - dim. Spektrum**

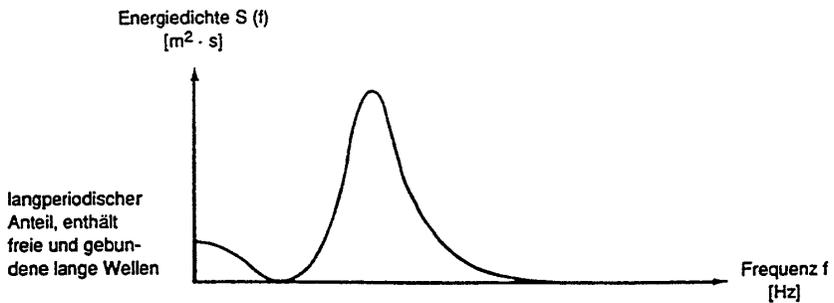


Abb. A 3.8: Darstellung natürlichen Seegangs als Spektrum Richtungsspektrum, Richtungsfunktion und eindimensionales Spektrum (nach IAHR/PIANC, 1986)

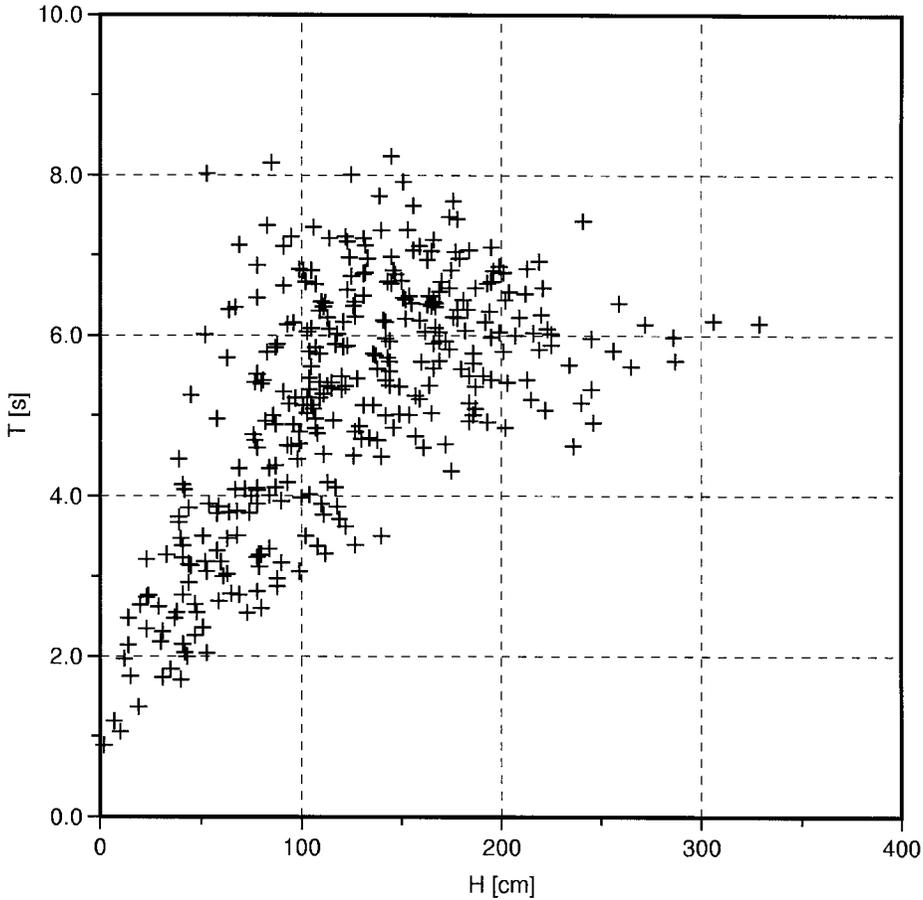


Abb. A 3.9: Punktediagramm der Wellenhöhen und Perioden einer Auswertung im Zeitbereich

### 3.3.2 Seegangparameter, Definitionen und Bezeichnungen

#### 3.3.2.1 Allgemeines

Seegangparameter sind Kennwerte, die bestimmte Eigenschaften der Unregelmäßigkeit des Seegangs quantifizieren. Je nach Auswerteverfahren sind dies Mittelwerte (meist von Teilmengen) von einzelnen Wellenhöhen  $H$  oder Wellenperioden  $T$  (auch Kombinationen von Parametern wie z. B.  $H/T^2$  oder  $\sqrt{H} \cdot T$  können für spezielle Untersuchungen sinnvoll sein), oder markante Frequenzen oder integrale Größen aus der spektralen Dichte des Seegangsspektrums.

Durch Parametrisierung gehen naturgemäß die vollständigen Informationen über die Statistik und/oder Folge einzelner Welleneignisse (Kurzzeitstatistik) oder die Form des Spektrums verloren.

Können Standardverhältnisse vorausgesetzt werden, sind dennoch jeweils einzelne Parameter für  $H$  und  $T$  ausreichend zur Charakterisierung des Seegangs. Insbesondere bei kom-

plexen Windsituationen und in Flachwasserbereichen (mit Wellenbrechen) kann es notwendig sein, mehrere Parameter oder bestimmte vom Standardfall abweichende Verhältnisse von Parametern zu erfassen, um zuverlässige Eingangsbedingungen für Bemessungsaufgaben zu definieren.

Sollen Seegangsparameter in einer vereinfachten Berechnung als Kennwerte einer regelmäßigen Welle genutzt werden, müssen sie signifikant sein, d. h. die Berechnung mit diesen Parametern muss ein repräsentatives Ergebnis liefern.

Definitionen und Bezeichnungen sind im Schrifttum nicht immer einheitlich, was zu Verwechslungen führen kann. Die im Folgenden verwendeten Bezeichnungen entsprechen der Ausarbeitung einer IAHR-Arbeitsgruppe „List of Sea State Parameters“, die 1986 gemeinsam mit der PIANC veröffentlicht wurde (IAHR/PIANC, 1986).

### 3.3.2.2 Zeitbereichsparameter

Die Bestimmung von Zeitbereichsparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen (Wasserspiegelauslenkung  $\eta(t)$ ), wie sie ein Messgerät liefert, erfordert eine Definition, was als Welle anzusehen ist. Gebräuchlich ist eine Definition nach dem Nulldurchgangsverfahren (zero crossing-Wellen). Wie Abb. A 3.10 verdeutlicht, wird dabei unterschieden in

- zero upcrossing-Wellen und
- zero downcrossing-Wellen.

Es ist anzumerken, dass unterschiedliche Definitionen zu (geringfügig) unterschiedlichen Zeitbereichsparametern führen können. Heute wird allgemein das zero downcrossing-Verfahren entsprechend der IAHR-Definition empfohlen. Das Wellenkammverfahren oder andere Definitionen einzelner Wellen in der Zeitreihe (z. B. SCHÜTTRUMPF, 1973) sind weniger gebräuchlich.

Signifikante Wellenparameter, die aus einer Zeitbereichsauswertung (Auswertung aus einer Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen (Abb. A 3.11) oder -perioden einzelner Messungen, Kurzzeitstatistik) ermittelt werden, sollten durch einen Hinweis oder durch einen Index erkennen lassen, wie diese Parameter ermittelt wurden.

Aus der Gesamtheit der nach der ausgewählten Definition bestimmten Einzelereignisse mit den Werten  $H$  und  $T$  können nun durch Mittelwertbildung Höhen- und Periodenparameter ermittelt werden. Im einfachsten Fall sind das Mittel aus allen Werten:

$\bar{H}_d$  = mittlere Wellenhöhe der ausgewerteten Zeitreihe (zero downcrossing-Definition) (bzw.  $\bar{H}_u$ , zero upcrossing-Definition).  $\bar{H}$  wird auch als  $H_m$  bezeichnet.

$\bar{T}$  = mittlere Periode der ausgewerteten Zeitreihe, auch als  $T_m$  bezeichnet. Anmerkung: Im statistischen Sinne sind  $\bar{T}_u$  und  $\bar{T}_d$  gleich.

Meist sind als Eingangswerte für Bemessungsverfahren jedoch Mittelwertbildungen von Teilmengen hoher Wellen gebräuchlich, z. B.:

$H_{1/3,d}$  = Mittlere Wellenhöhe der 33 % höchsten zero downcrossing-Wellen der ausgewerteten Zeitreihe

$T_{H1/3,d}$  = Mittelwert der Perioden der 33 % höchsten Wellen (zero downcrossing-Verfahren) der ausgewerteten Zeitreihe

$H_{1/10,d}$  = Mittlere Wellenhöhe der 10 % höchsten zero downcrossing-Wellen der ausgewerteten Zeitreihe

$T_{H1/10,d}$  = Mittelwert der Perioden der 10 % höchsten Wellen (zero downcrossing-Verfahren) der ausgewerteten Zeitreihe.

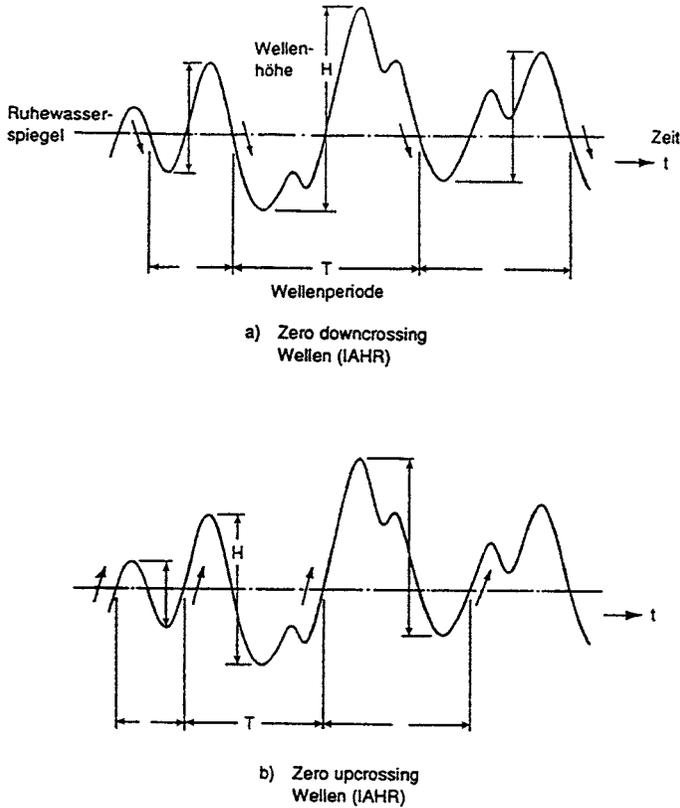


Abb. A 3.10: Zur Definition von zero crossing Wellenhöhen (nach IAHR/PIANC, 1986)

Speziell  $H_{1/3}$  und  $T_{H1/3}$  werden als „signifikante“ Wellenhöhe und -periode bezeichnet ( $H_s, T_s$ ) und sind Eingangswerte für die meisten Bemessungsverfahren.

Mittelwertbildungen von Perioden ohne Zuordnung zu der entsprechenden Menge von Wellenhöhen, wie z. B.:

$T_{1/3,d}$  = Mittelwert der 33 % größten, durch zero downcrossing ermittelten Wellenperioden ( $\neq T_{H1/3,d}$ ) der ausgewerteten Zeitreihe

wurden zwar in Sonderfällen benutzt, werden jedoch grundsätzlich nicht mehr empfohlen.

Entsprechend können (vgl. Abb. A 3.12) auch Kammlagen und andere Größen unregelmäßiger Wellen kurzzeitstatistisch ausgewertet werden.

Ein ebenfalls häufig benutzter Wellenhöhenparameter ist

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_1^n H_i^2}{n}} \quad (\text{rms} = \text{root mean square}),$$

der gegenüber der signifikanten Wellenhöhe den Vorteil besitzt, dass unregelmäßiger Seegang mit dem Parameter  $H_{rms}$  die gleiche Energie enthält wie eine regelmäßige Welle dieser Höhe. Bei RAYLEIGH-Verteilung der Wellenhöhen ist  $H_{rms} \approx 0,7 \cdot H_{1/3}$ .

Wie bereits in Kap. 3.3.1 erwähnt, sind derzeit keine Definitionen für Richtungsparameter im Zeitbereich standardisiert.

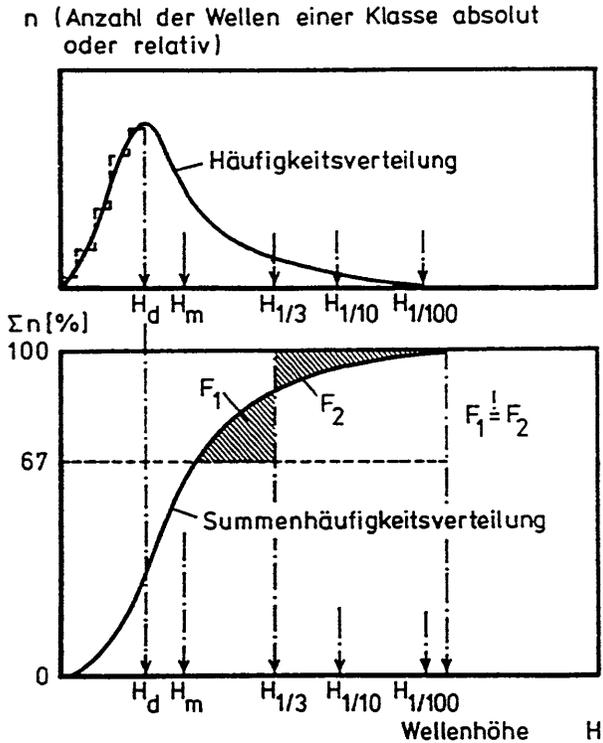


Abb. A 3.11: Prinzip der Auswertung von Zeitbereichparametern aus einer Häufigkeitsdarstellung (Histogramm) ( $H_d$  ist hier die „dominante“ Welle und nicht zu verwechseln mit dem im Folgenden verwendeten Index d für downcrossing)

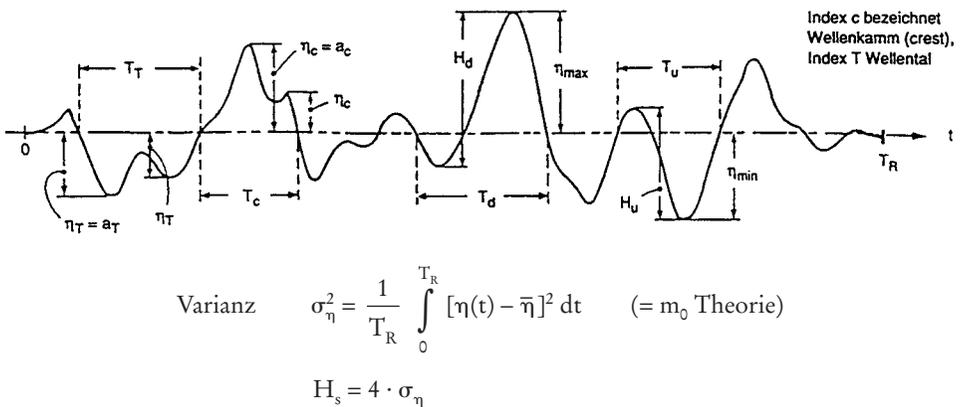


Abb. A 3.12: Definition und Bezeichnungen von Zeitbereichparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen (IAHR/PIANC, 1986)

## 3.3.2.3 Frequenzbereichsparameter

Im Gegensatz zur Zeitbereichsdarstellung erfordert die Definition von Seegangsparemtern im Frequenzbereich keine Definition einzelner Wellen im Seegang. Ausgehend von dem unter Kap. 3.3.1 erläuterten (linearen) Überlagerungsmodell geht man von der Vorstellung aus, dass sich die Seegangskomponenten durch eine FOURIER-Analyse (vgl. Kap. 3.6.3.3) aus der Zeitreihe ermitteln lassen.

Der Zusammenhang zwischen den durch die FOURIER-Analyse ermittelten Amplituden der Seegangskomponenten  $c(f)$  und dem normierten (eindimensionalen) Seegangsspektrum  $S(f)$  ist wie folgt:

$$S(f) = \frac{c^2}{2 \cdot \Delta f.}$$

Zur Ermittlung von Parametern werden Momente n-ter Ordnung des Spektrums wie folgt definiert:

$$m_n = \int S(f) \cdot f^n df \quad \text{mit } n = 0, 1, 2 \dots$$

Die wichtigsten Parameter sind:

$H_{m0}$  =  $4 \cdot \sqrt{m_0}$  ( $m_0 = 0$ tes Moment) Schätzung der signifikanten Wellenhöhe der gemessenen Seegangssituation.

$T_{01}$  = Mittlere Periode des Ereignisses, ermittelt aus dem 0ten und 1. Moment. Es ist  $T_{01} = m_0/m_1$ .

$T_{02}$  = Mittlere Periode des Ereignisses, ermittelt aus dem 0ten und 2. Moment. Es ist  $T_{02} = \sqrt{m_0/m_2}$ .

Als Periodenparameter werden weiterhin verwendet:

$T_p$  = Peakperiode =  $1/f_p$ .

$T_{-10}$  = Periodenparameter, in dem die langperiodischen Anteile stärker gewichtet werden. Es ist  $T_{-10} = m_{-1}/m_0$ .

$T_{-20}$  = Periodenparameter, in dem die langperiodischen Anteile stärker gewichtet werden. Es ist  $T_{-20} = \sqrt{m_{-2}/m_0}$ .

Die Peakfrequenz  $f_p$  ist die Frequenz, an der die Energiedichtefunktion ihr Maximum hat (wegen unterschiedlicher Freiheitsgrade bei der Berechnung von Seegangsspektren kann der Wert unsicher sein, und es wird empfohlen, die in IAHR/PIANC (1986) angegebenen Methoden zu nutzen).

Parameter zur Beschreibung der Richtungsverteilung, sofern in der Messung enthalten, werden im Allgemeinen aus der Energiedichteverteilung und einer Richtungsverteilungsfunktion für die einzelnen Frequenzen errechnet, wobei man davon ausgeht, dass das Richtungsspektrum  $S(f, \theta)$  dargestellt werden kann als

$$S(f, \theta) = S(f) \cdot D(f, \theta) \quad (\text{mit } D(f, \theta) = \text{Richtungsfunktion}) \quad (\text{vgl. Abb. A 3.8, s. auch Kap. 3.6}).$$

Die Form der Richtungsfunktion  $D(f, \theta)$  an jeder Frequenzstelle wird meist durch die ersten fünf FOURIER-Koeffizienten beschrieben (bedingt durch das Messsystem), aus denen dann eine frequenzabhängige mittlere Richtung  $\theta_m(f)$  und die Charakterisierung der Breite („spreading“) der Richtungsfunktion durch die Angabe der Varianz der Richtungsfunktion  $\sigma_\theta(f)$  zugeordnet werden kann. Die gewichteten Mittelwerte  $\bar{\theta}$  und  $\bar{\sigma}_\theta$  können dann als Richtungsparameter verwendet werden.

Weitere Hinweise zu spektralen Parametern s. KOHLHASE (1983), List of Sea State Parameters (IAHR/PIANC, 1986) und Ergänzungen zum Richtungsseegang (FRIGAARD et al., 1997).

### 3.3.3 Zusammenhänge zwischen Seegangsparemtern im Zeit- und Frequenzbereich

Zwischen den gemäß Kap. 3.3.2 definierten Seegangsparemtern gibt es Zusammenhänge (vgl. Kap. 3.7).

Wegen ihrer besonderen Bedeutung für Bemessungsaufgaben werden die sich aus kurzzeitstatistischen Auswertungen ergebenden Verhältnisse von Zeitbereichsparemtern in Kap. 3.7.4 gesondert und ausführlicher behandelt. Unter bestimmten, dort näher erläuterten Bedingungen (RAYLEIGH-Verteilung) ergeben sich für verschiedene Wellenhöhenparameter die folgenden Zusammenhänge:

$$\begin{aligned} H_m/H_{1/3} &= 0,63 \\ H_{1/10}/H_{1/3} &= 1,27 \\ H_{1/100}/H_{1/3} &= 1,67. \end{aligned}$$

Die maximale, in einer Messung enthaltene Wellenhöhe  $H'_{\max}$  ist abhängig von der Anzahl der in der Messung enthaltenen einzelnen Wellen. Die dann im Mittel zu erwartende Wellenhöhe kann nach der auf LONGUET-HIGGINS (1952) zurückgehenden Beziehung

$$H'_{\max} = 1,13 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_m \text{ bzw. } H'_{\max} = 0,707 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_{1/3}$$

berechnet werden. Vielfach wird für das Verhältnis von einer Anzahl  $N$  der Wellen von 1000 ausgegangen, womit sich ein Verhältnis

$$H'_{\max}/H_{1/3} = 1,86$$

ergibt. Die grundsätzliche Abhängigkeit der o. a. theoretischen Beziehung von der Wellenzahl  $N$  ist nicht nur hinsichtlich der in der Natur zu beachtenden Grenzbedingungen, z. B. infolge einer zeitlichen Begrenzung extremer Windsituationen, Einflüssen aus wechselnden Wasserständen oder Brechkriterien wichtig, sondern auch bei der vergleichenden Analyse von Seegangsmessungen zu beachten, die in der Regel intermittierend und häufig nur mit sehr kurzen Messdauern durchgeführt werden. Auswertungen von Seegangsmessungen zeigen ferner, dass die sich nach der RAYLEIGH-Verteilung theoretisch ergebenden festen Verhältniswerte zwischen Zeitbereichsparemtern  $H_m, H_{1/3}, H_{1/10}, H_{1/100}$  Schwankungen unterworfen sein können, da die Voraussetzungen der Verteilungsfunktion nicht immer erfüllt sind (vgl. SILVESTER, 1974).

Ähnlich sichere Verhältnisse existieren für die Periodenparameter im Zeitbereich nicht. Im Gegensatz zur Verteilung der Wellenhöhen sind die Periodenverteilungen sehr stark durch die Dichteverteilung im Spektrum geprägt. In GODA (1985 und 2000) werden die folgenden Abhängigkeiten aus der Analyse von Messungen in der Natur angegeben:

$$\begin{aligned} T_{H_{\max}} &= (0,6 \text{ bis } 1,3) T_{H_{1/3}} \\ T_{H_{1/10}} &= (0,9 \text{ bis } 1,1) T_{H_{1/3}} \\ T_{H_{1/3}} &= (0,9 \text{ bis } 1,4) \bar{T}. \end{aligned}$$

Als mittlerer Wert für viele Messreihen wird in GODA (2000) angegeben:

$$T_{H_{\max}} \cong T_{H_{1/10}} \cong T_{H_{1/3}} \cong 1,2 \bar{T}.$$

Für die in der Ingenieurpraxis wichtigen Zeitbereichsparameter  $H_{1/3}$  und Frequenzbereichsparameter  $H_{m0}$  wird vielfach angenommen (und so ist  $H_{m0}$  auch theoretisch hergeleitet), dass diese Parameter gleich sind, also

$$H_{m0} = H_{1/3} = H_s.$$

*Anm.:  $H_s$  wird hier entsprechend der IAHR-Empfehlung (IAHR/PIANC, 1986) als signifikante Wellenhöhe definiert, ohne dass eine Festlegung auf ein Auswerteverfahren erfolgt.*

Dieses gilt ebenfalls nur unter der Voraussetzung einer RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion (vgl. Kap. 3.7) der im Seegang enthaltenen Wellen. Häufig wird auch ein Wert von

$$H_{1/3} = 0,95 \cdot H_{m0} = 3,8 \sqrt{m_0}$$

genannt, der den natürlichen Seegangsbedingungen (im Mittel) besser entsprechen soll. Nach Untersuchungen von FRÖHLE (2000) ist dies jedoch meist auf eine nicht ausreichend hohe Digitalisierfrequenz der Messdaten zurückzuführen. Mit abnehmender Wassertiefe besteht die Tendenz, dass  $H_{1/3}$  größer als  $H_{m0}$  wird (vgl. Kap. 3.4.3).

Ebenso müsste nach theoretischen Beziehungen sein:  $T_m$  (Zeitbereich) =  $T_{02}$  (Frequenzbereich). Auch hier zeigen Auswertungen von gemessenen Seegangsereignissen Abweichungen in ähnlicher Größenordnung.

Die Periode  $T_{02}$  steht in einem recht engen Zusammenhang zu  $T_{01}$ , ist jedoch grundsätzlich auch von der Spektrumsform und den Auswertegrenzen abhängig. In Messungen vor Sylt (SCHADE, 1991) war

$$T_{02}/T_{01} = 0,93.$$

Während die Zusammenhänge zwischen den „mittleren“ Perioden  $T_m$  und  $T_{02}$  oder  $T_{01}$  noch relativ stabil sind, kann für den Zusammenhang zwischen  $T_p$  und mittleren Perioden (sowohl im Zeit- als auch im Frequenzbereich) nur ein sehr weiter Bereich angegeben werden, da dieses Verhältnis sehr stark von der Dichteverteilung im Spektrum sowie der bereits erwähnten Berechnungsunsicherheit von  $T_p$  beeinflusst wird. Für theoretische JONSWAP-Spektren mit  $\gamma = 3,3$  (und einem berücksichtigten Frequenzbereich bis  $3 \cdot f_p$ ) ist

$$T_p = 1,21 \cdot T_{02}.$$

Verhältniswerte für andere charakteristische Kennwerte von JONSWAP-Spektren könne aus RYE (1977) entnommen werden. Im Schrifttum finden sich Angaben, teilweise auf der Grundlage von Messungen, von

$$T_p = (1,05 \text{ bis } 1,72) \cdot \bar{T},$$

so dass ggf. gesonderte Untersuchungen (Messungen oder numerische Simulation) anzustellen sind, um einen für den Einzelfall realistischen Wert einzuschätzen.

Weiterführende Hinweise enthält insbesondere GODA (1985 u. 2000).

### 3.3.4 Hinweise zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs bei Simulation und Bemessung

Seegang in der Natur ist im zeitlichen und örtlichen Verlauf unregelmäßig. Dies gilt für die sichtbaren Wasserspiegelauslenkungen (aus denen durch Auswerteverfahren im Zeit- und Frequenzbereich die eigentlichen Wellenparameter ermittelt werden) und für die zugehörigen Strömungen und Drücke unterhalb der Wasseroberfläche. Damit sind auch die Belastungen und sonstigen physikalischen Auswirkungen unregelmäßige Vorgänge. Bei der Ermittlung des funktionellen Verhaltens und der Belastung der Bauwerke im Küstenbereich ist diese Unregelmäßigkeit (Struktur) des Seegangs zu berücksichtigen.

Da Bemessungs- und Untersuchungsverfahren auf der Grundlage von klassischen Wellentheorien nur Ergebnisse für regelmäßige Wellen liefern und auch häufig auf Versuchsergebnisse mit regelmäßigen Wellen zurückgegriffen werden muss, werden, um die Formenvielfalt des unregelmäßigen Seegangs der Vorstellung, Analyse und Berechnung zugänglich zu machen, verschiedene Modellvorstellungen auf der Grundlage regelmäßiger langkammiger Wellen angewendet.

Entsprechend den Auswerteverfahren im Zeitbereich (Betrachtung als Folge einzelner unterschiedlicher Wellen) und im Frequenzbereich (Betrachtung als Überlagerung cosinusförmiger Wellenkomponenten) existieren auch Simulationsverfahren (Bemessungsverfahren) im Zeitbereich und im Frequenzbereich. Es können aber auch Berechnungen und Untersuchungen mit sehr starken Vereinfachungen vorgenommen werden, bei denen der unregelmäßige Seegang durch charakteristische Mittelwerte von Wellenhöhen, Wellenperioden und Richtungen repräsentiert wird. Dies kommt zwar einer einfachen Berechnung und Vorstellung entgegen und ist für einige Problemstellungen durchaus ausreichend, es kann aber auch zu grundsätzlichen Fehleinschätzungen führen, z. B. bei stark nichtlinearen Vorgängen wie Wellenbrechen oder bei der Ermittlung von Überlaufmengen an Deichen und senkrechten Wänden.

Zur Zeit gibt es vier Vorgehensweisen auf der Grundlage regelmäßiger Wellen, um die Unregelmäßigkeit des Seegangs bei der Bemessung und bei Untersuchungen zu berücksichtigen (s. a. GODA, 1985 u. 2000):

- Repräsentation durch signifikante Wellen
- Bemessung auf maximale Welle
- Überlagerungsverfahren
- Summierung der Wirkung einzelner Wellen entsprechend der Häufigkeit.

Dagegen liefern die folgenden Methoden direkt Informationen zu unregelmäßigem Seegang, ohne auf solche Modellvorstellungen zurückgreifen zu müssen:

- Modellversuche mit unregelmäßigen Wellen
- numerische Modelle mit unregelmäßigen Wellen
- Messungen in der Natur.

Die Vorgehensweisen zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs auf der Grundlage von Informationen aus regelmäßigen, teilweise linearen Wellen werden im Folgenden kurz beschrieben und die weiteren Verfahren kurz kommentiert.

#### *Repräsentation durch signifikante Wellen*

*Hierbei wird der unregelmäßige Seegang durch eine Folge regelmäßiger Wellen mit der Höhe und Periode (und auch Richtung) der signifikanten Welle ersetzt.*

Diese Vorgehensweise wurde und wird seit Einführung des Begriffs der signifikanten Welle häufig angewendet, obwohl die Parameter sicherlich zunächst nur zur vereinheitlichten Klassifizierung von Seegangereignissen gedacht sein mochten. Die Wahl von  $H_{1/3}$  als signifikante Wellenhöhe wird auch darauf zurückgeführt, dass eine visuelle Schätzung der Wellenhöhen in etwa zu einem solchen Wert führen würde.  $H_{1/3}$  ist mit Sicherheit keine prinzipiell schlechte Wahl, es ist aber kein physikalisch schlüssiger Wert, zumal ein regelmäßiger Wellenzug mit den Parametern der signifikanten Welle die doppelte Energie enthält wie ein Wellenzug unregelmäßiger Wellen, der durch diese Parameter charakterisiert ist. Dies kann u. a. bei der vergleichenden Bewertung von hydraulischen Modellversuchen mit regelmäßigen und unregelmäßigen Wellen bei morphologischen Vorgängen zur Verwirrung führen. Daher wäre der Parameter  $H_{rms} \approx 0,7 \cdot H_{1/3}$  sicherlich manchmal der geeignetere Parameter (wird in Forschungsarbeiten auch häufiger benutzt und ist üblicherweise bei Berechnungen mit numerischen Modellen auf der Basis regelmäßiger Wellen vorgeschrieben). Auch sollte in Erinnerung bleiben, dass rd. 16 % der Wellen höher sind als die signifikante Welle und zwar bis zu einem Faktor von rd. 2 (vgl. Abschn. 3.7).

Im Rahmen von Berechnungen ist eine Repräsentation durch die signifikanten Wellenparameter (oder andere mittlere Wellenparameter) nur sinnvoll, wenn es sich um überwiegend lineare physikalische Vorgänge handelt und mittlere Veränderungen oder Wirkungen beschrieben werden sollen. Dann ist das Verfahren im Grunde eine vereinfachte Form des → Überlagerungsverfahrens.

Zu weitreichenden Fehleinschätzungen kann es bei stark nichtlinearen Vorgängen wie z. B. Wellenbrechen und Wellenüberlauf kommen aber auch dann, wenn, wie z. B. bei Diffraktion, eine starke Richtungsabhängigkeit besteht, da eine Richtungsstruktur nicht durch eine mittlere Richtung charakterisiert werden kann.

#### Bemessung auf maximale Welle

Bei der Belastung von monolithischen Bauwerken und Pfahlstrukturen tritt üblicherweise mit der höchsten Welle auch die höchste Belastung auf. Entsprechend kann die Bemessung mit der maximalen Welle des Bemessungssturms vorgenommen werden. Da  $H_{max}$  eine statistische Größe ist, muss eine Einschätzung vorgenommen werden, die den Verhältniswert zur signifikanten Wellenhöhe des Bemessungssturms angibt. Ohne genauere Nachweise wird für Tiefwasserbedingungen meist die RAYLEIGH-Verteilung zugrunde gelegt. Häufig wird dann der für 1000 Wellen zu erwartende mittlere Verhältniswert  $H_{max} / H_{1/3} = 1,87$  gewählt. GODA empfiehlt für die Belastungsermittlung von senkrechten Wellenbrechern den Wert  $H_{1/250}$ .

Befindet sich die Lokation in oder hinter der Brecherzone, müssen gesonderte Verfahren angewendet werden, um maximale Wellen festzulegen. Zur Bemessung ist auch die Zuordnung einer Wellenperiode erforderlich. Auch ist nicht grundsätzlich die höchste Welle das entscheidende Kriterium. Zur Berechnung des höchsten Wellenaufbaus an Böschungen z. B. ist wegen der stärkeren Abhängigkeit des Wellenaufbaus von der Wellenperiode die Welle mit dem maximalen Wert  $\sqrt{H} \cdot T$  maßgebend.

#### Überlagerungsverfahren

Zur Simulation überwiegend linearer Vorgänge (insbesondere ohne brechende Wellen) können der Seegang und die durch den Seegang hervorgerufenen Wirkungen durch Überlagerungsverfahren nachgebildet werden. Die durch Methoden der FOURIER-Analyse aus

Messungen oder nach theoretisch/empirischen Vorgaben ermittelten Komponenten, die in der Gesamtheit auch als Seegangsspektrum (Energiedichtespektrum, auch Richtungsspektrum) dargestellt werden können, werden als unabhängige langkämmige, regelmäßige (sinusförmige) Wellen angesehen. Für jede Wellenkomponente werden die physikalische Auswirkung nach Betrag und Phase ermittelt und die physikalische Gesamtwirkung durch lineare Überlagerung nachgebildet (und ggf. wieder in spektraler Form dargestellt und durch entsprechende signifikante Parameter charakterisiert).

Typische Anwendungen sind Berechnungen zu Shoaling, Refraktion und Diffraktion, aber auch Transmission (wenn kein signifikantes Wellenbrechen auftritt) und insbesondere zu Bewegungsvorgängen (z. B. Schiffsbewegungen).

Für die Anwendung des Verfahrens müssen die Abhängigkeiten für regelmäßige Wellen als Funktion der Periode (Übertragungsfunktion) und ggf. Richtung vorliegen. Dann können die Berechnungen für beliebige Seegangsspektren vorgenommen werden. Die Ergebnisse werden in Abhängigkeit von den üblichen signifikanten Seegangsparemtern, ggf. unter Angabe weiterer Parameter zur genaueren Beschreibung der Energiedichtevertelung über Frequenz und Richtung, dargestellt.

Für einige Problemstellungen können auch gebundene lange Wellen und harmonische Komponenten höherer Ordnung und damit auch Nichtlinearitäten im Sinne der Wellentheorien höherer Ordnung in die Berechnungen einbezogen werden.

*Summierung der Wirkung einzelner Wellen entsprechend der Häufigkeit (Häufigkeitsverfahren)*

Bei nichtlinearen Vorgängen, bei denen die physikalischen Wirkungsgrößen nicht proportional zu den Wellenhöhen sind und/oder Wellenbrechen stattfindet, müssen die Berechnungen für alle einzelnen Wellenereignisse durchgeführt werden. Entsprechend der statistischen Verteilung der einzelnen Wellenparameter können auch die Ergebnisse wieder als statistische Verteilung dargestellt und Mittelwerte, Summen u. a. gebildet werden.

Typische Anwendungen sind z. B. die Ermittlung von signifikanten Wellenauflaufhöhen an Seedeichen und mittlere Überlauftraten an Deichen und senkrechten Wänden, aber auch die Ermittlung der Wellenhöhenvertelung in der Brecherzone. Das Verfahren erfordert die Kenntnis der physikalischen Abhängigkeiten in regelmäßigen Wellen für unterschiedliche Wellenhöhen, Perioden und ggf. Richtungen. Als Eingangswerte müssen Verteilungen von Wellenhöhen und Perioden (und ggf. Richtungen) vorgegeben werden. Dabei wird üblicherweise zunächst vorausgesetzt, dass die Interaktionen der Wellen untereinander keine große Bedeutung hat. Für Wellenauflauf an Seedeichen hat TAUTENHAIN (1981) einen deutlichen Vorwelleneinfluss nachgewiesen, der im Rahmen von theoretischen Simulationen in dieser Form unbedingt berücksichtigt werden muss. Weiterhin gibt es Hinweise auf den Einfluss von Gruppierungen besonders hoher Wellen (vgl. auch JOHNSON et al., 1978).

*Modellversuche mit unregelmäßigen Wellen*

In hydraulischen Modellversuchen kann heute standardmäßig unregelmäßiger Seegang nachgebildet werden. Die Festlegung der Eingangsparameter erfolgt als signifikante Parameter ggf. unter Angabe weiterer Parameter zur genaueren Beschreibung der Energiedichtevertelung über Frequenz und Richtung. Ebenso wird bei der Darstellung der Ergebnisse ver-

fahren, wobei zusätzlich Parameter und Verteilungen aus der Auswertung im Zeitbereich einbezogen werden können.

Einschränkungen bestehen bei Kanaluntersuchungen darin, dass naturgemäß die Richtungsstruktur des Seegangs nicht nachgebildet werden kann. Das Gleiche gilt für Versuche in Wellenbecken, wenn mit langkämmigem Seegang gearbeitet wird. Es gibt jedoch zunehmend auch Wellenbecken, in denen von der maschinellen Ausrüstung her die Richtungsstruktur von natürlichem Seegang nachgebildet werden kann.

#### Numerische Modelle mit unregelmäßigen Wellen

Insbesondere BOUSSINESQ-Modelle sind heute in der Lage Berechnungen mit unregelmäßigem Seegang durchzuführen. Für die Festlegung von Eingangsparametern und Darstellung der Ergebnisse gilt sinngemäß das unter Modellversuchen angeführte.

#### Messungen in der Natur

Messungen in der Natur enthalten hinsichtlich der Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs keinerlei Einschränkungen. Nachteile sind lediglich der große Aufwand und dass Eingangsrandbedingungen (insbesondere extreme Bedingungen) sowie auch die sonstigen Randbedingungen (Geländeform, Wind- und Strömungsbedingungen, etc.) nicht beliebig vorgegeben werden können.

Die weiter vorn gemachten Ausführungen zur Methode der Repräsentation durch signifikante Wellen sind nicht zu verwechseln mit der Verwendung von signifikanten Wellenparametern in Bemessungsverfahren. Hier dienen diese Parameter lediglich zur Benennung des Seegangs. Die Formeln oder graphischen Darstellungen der Abhängigkeiten enthalten bereits die statistischen Aus- oder Bewertungen. Wichtig ist dabei, dass ausschließlich die im Verfahren vorgegebenen Parameter benutzt werden.

Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Verfahren u. U. bestimmte statistische Verteilungen oder spektrale Formen voraussetzen. Ist für die Planung von einem Bemessungsseegang mit abweichender statistischer Verteilung oder spektraler Form auszugehen, müssen die Eingangsparameter der Bemessungsverfahren ggf. modifiziert werden, oder es sind gesonderte Untersuchungen notwendig.

So wird z. B. die Formel im Verfahren zur Bemessung der Steingewichte von geschütteten Wellenbrechern nach VAN DER MEER (1988) zwar auch mit der signifikanten Wellenhöhe  $H_{1/3}$  formuliert, sie gilt aber dann nur für ein Verhältnis  $H_{2\%}/H_{1/3} = 1,4$ . Liegt in der Natur eine Wellenhöhenverteilung mit einem anderen Verhältnis  $H_{2\%}/H_{1/3}$  vor, müssen die Beiwerte entsprechend geändert werden oder es muss mit der auf  $H_{2\%}$  aufbauenden Formel gearbeitet werden.

Auch wurde z. B. die auf Untersuchungen von HUNT (1959) zurückgehende Formel für den Wellenauflauf regelmäßiger Wellen zunächst von BATTJES (1971) für unregelmäßigen Seegang formuliert und dabei die Auflauhöhe  $R_2$  (heute meist  $z_{98}$ ), die nur von 2 % der Auflauhöhen überschritten wird, als Kennwert eingeführt. Die Beiwerte in der Auflaufformel sind dann abhängig von den Verteilungen der Wellenhöhen und Perioden und bezogen auf die Wellenparameter  $H_{1/3}$  und die mittlere Periode  $T_m$ . Im neueren Schrifttum wird diese Formel mit einem bestimmten Verhältnis  $T_p/T_m$  (unter Berücksichtigung von Ergebnissen verschiedener Untersuchungen in hydraulischen Modellen) in eine Form gebracht, die als Eingangsparameter  $T_p$  enthält. Ist dieses Verhältnis  $T_p/T_m$ , z. B. bei ausgeprägten Doppelpeak-

spektralen, nicht mehr eingehalten, dann ist mit einem passenden Beiwert für die vorliegende Verteilung oder ggf. näherungsweise mit einer aus der mittleren Wellenperiode nach dem zugrundeliegenden Verhältnis rückgerechneten Periode  $T_p$  zu arbeiten.

### 3.3.5 Formen des Spektrums

#### 3.3.5.1 Eindimensionales Seegangsspektrum, Tiefwasser

Bereits in den 50er-Jahren wurden erste Vorschläge zur Beschreibung der spektralen Form des Seegangs unterbreitet. Nach Untersuchungen von PHILLIPS (1958) existiert ein Bereich des Tiefwasserspektrums, in dem die Energiedichte  $S(f)$  nach oben hin durch den folgenden Ausdruck begrenzt wird:

$$S_p(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4 \cdot f^5}$$

mit

$S_p(f)$  = PHILLIPS-Beschreibung des abfallenden Astes des Spektrums ( $m^2/Hz$ )

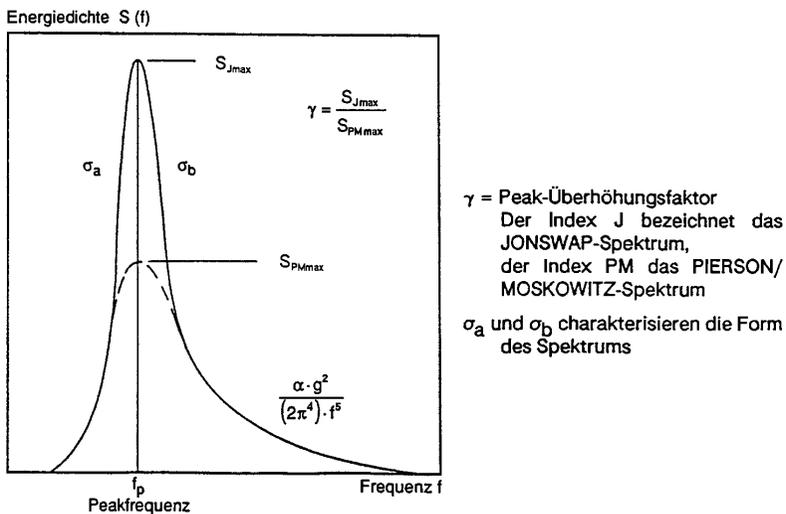
$\alpha$  =  $8,1 \cdot 10^{-3}$  (PHILLIPS-Konstante)

$g$  = Erdbeschleunigung ( $m/s^2$ )

$f$  = Frequenz (Hz).

Die durch die obige Formel beschriebene Grenze besagt also, dass jeder zusätzliche Energieeintrag in das Spektrum bei einer bestimmten Frequenz zum Brechen der Wellen und zu einer Energieverlagerung infolge Wechselwirkungen zwischen den Wellen bzw. infolge Dissipation führen würde. Die Form des Spektrums bleibt dabei unverändert.

Das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum (PIERSON-MOSKOWITZ, 1964) beinhaltet die von PHILLIPS in Abhängigkeit von  $f^5$  entwickelte Formel für den absteigenden Ast, beschreibt durch eine Erweiterung jedoch zusätzlich den ansteigenden Ast sowie einen breiten Bereich um das Maximum (Abb. A 3.13).



$\gamma$  = Peak-Überhöhungsfaktor  
 Der Index J bezeichnet das JONSWAP-Spektrum,  
 der Index PM das PIERSON/  
 MOSKOWITZ-Spektrum  
 $\sigma_a$  und  $\sigma_b$  charakterisieren die Form  
 des Spektrums

Abb. A 3.13: Formen von Tiefwasserseegangsspektralen und Bezeichnungen (RICHTER, 1981)

Die von PIERSON-MOSKOWITZ vorgestellte Weiterentwicklung stellt für  $\alpha = 8,1 \cdot 10^{-3}$  das Spektrum des voll ausgereiften Seegangs dar (vgl. auch Kap. 3.6.2):

$$S_{PM}(f) = S_p(f) \cdot \Phi_{PM} \left( \frac{f}{f_p} \right)$$

mit:

$$\begin{aligned} S_{PM}(f) &= \text{Energiedichtespektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ (m}^2/\text{Hz)} \\ S_p(f) &= \text{PHILLIPS Beschreibung des abfallenden Astes des Spektrums (m}^2/\text{Hz)} \\ \Phi_{PM} &= \text{PIERSON-MOSKOWITZ-Anteil zur Beschreibung des Spektrums (-)} \\ &= \exp \left( - \frac{5}{4} \cdot \left( \frac{f}{f_p} \right)^{-4} \right) \end{aligned}$$

$$f_p = \text{Peakfrequenz (Hz).}$$

Die heute für Tiefwasserspektren zumeist verwendete Beschreibung ist (vgl. Abb. A 3.13 und Hinweise unter Kap. 3.6.2) die aufgrund der JONSWAP-Experimente vor Sylt (HASSELMANN et al., 1973) entwickelte Form. JONSWAP steht für „Joint North Sea Wave Project“, ein Projekt, an dem sich mehrere Forschergruppen aus verschiedenen Ländern beteiligten, um mehr über die grundlegenden physikalischen Prozesse zu erfahren, die die Entwicklung der Wellen kontrollieren. Es zeigte sich zum einen, dass die Maxima der Spektren mit zunehmender Fetchlänge höher werden und sich gleichzeitig zu niedrigeren Frequenzen verschieben, zum anderen, dass alle Spektren unabhängig von der Fetchlänge dieselbe charakteristische Form besitzen:

$$S_J(f) = S_{PM}(f) \cdot \Phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma_a, \sigma_b)$$

mit:

$$\begin{aligned} S_J(f) &= \text{JONSWAP-Energiedichtespektrum (m}^2/\text{Hz)} \\ S_{PM}(f) &= \text{Energiedichtespektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ (m}^2/\text{Hz)} \\ \Phi_J &= \text{JONSWAP-Anteil zur Beschreibung des Spektrums im Bereich des Energiedichtemaximums (Peaküberhöhungsfunktion) (-)} \\ &= \gamma \exp \left( \frac{-(f - f_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2} \right) \\ \gamma &= \text{Peaküberhöhungsfaktor (-)} \\ \sigma_a &= \text{Formparameter zur Beschreibung der vorderen Peakbreite (f < f}_p\text{) (-)} \\ \sigma_b &= \text{Formparameter zur Beschreibung der hinteren Peakbreite (f > f}_p\text{) (-)}. \end{aligned}$$

Es ist erkennbar, dass das JONSWAP-Spektrum für  $\gamma = 1$  und mit demselben  $f_p$  und  $\alpha$  das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum beinhaltet. Die Formparameter  $\gamma$ ,  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  streuen relativ stark, zeigen aber keine signifikante Fetchabhängigkeit (vgl. auch Kap. 3.6), so dass sie für ein mittleres JONSWAP-Spektrum festgelegt wurden zu:

$$\gamma = 3,3 \quad \sigma_a = 0,07 \quad \sigma_b = 0,09.$$

Abb. A 3.13 zeigt, dass sich das JONSWAP-Spektrum vom Spektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ durch den deutlich höheren Energieanteil im Peakbereich unterscheidet.

Die vorangegangenen Formeln des JONSWAP-Spektrums gelten für den Fall des stationären, homogenen, fetchbegrenzten Windfeldes und Tiefwasser. Die durch sie beschrie-

bene spektrale Grundform basiert auf dem Gleichgewicht zwischen atmosphärischem Input, durch nichtlineare Effekte verursachte Verschiebungen innerhalb des Spektrums und Energiedissipation (RICHTER, 1981).

### 3.3.5.2 TMA - Flachwasserspektrum

Aufbauend auf der PHILLIPS-Definition des Gleichgewichtes innerhalb eines Tiefwasserspektrums ( $S_p(f) = \alpha \cdot g^2 / (2\pi) \cdot f^5$ ) entwickelten KITAIGORODSKII et al. (1975) eine allgemeine Beschreibung, die auch für Bereiche, in denen die Wellenerzeugung durch die Wassertiefe beeinflusst wird, gilt. Zu diesem Zweck muss die PHILLIPS-Formel mit einem die Wassertiefe berücksichtigenden Term  $\Phi_K(\omega_d)$  multipliziert werden.  $\Phi_K(\omega_d)$  ist definiert als:

$$\Phi_K(\omega_d) = K^{-2}(\omega_d) \left[ 1 + \frac{2 \omega_d^2 \cdot K(\omega_d)}{\sinh(2 \cdot \omega_d^2 \cdot K(\omega_d))} \right]$$

mit:

$\Phi_K(\omega_d)$  = Faktor zur Anwendung der PHILLIPS-Formel in beliebiger Wassertiefe (-)

$\omega_d$  =  $2 \pi f \cdot \sqrt{d/g}$  (-)

$K(\omega_d)$  = Funktion, für die gilt  $K(\omega_d) \cdot \tanh[(\omega_d)^2 \cdot K(\omega_d)] = 1$  (-)

$d$  = Wassertiefe (m).

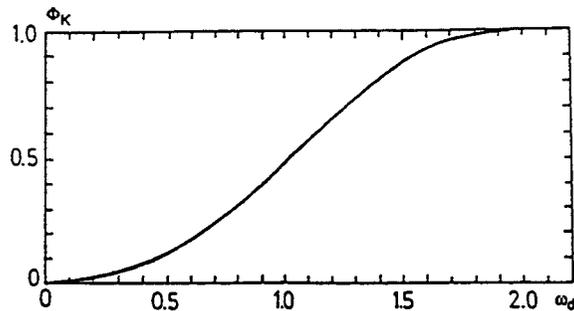


Abb. A 3.14: Verlauf von  $\Phi_K$  in Abhängigkeit von  $\omega_d$  (nach KITAIGORODSKII et al., 1975)

Wie Abb. A 3.14, in der  $\Phi_K$  über  $\omega_d$  aufgetragen ist, zeigt, nähert sich die Funktion  $\Phi_K$  im Tiefwasser dem Wert 1 und geht mit abnehmender Wassertiefe gegen Null.

Für diese nur iterativ zu lösenden Gleichungen entwickelten THOMPSON u. VINCENT (1983) eine Näherung wie folgt:

$$\Phi_K(\omega_d) = \begin{cases} 0,5 \cdot \omega_d^2 & \text{für } \omega_d \leq 1 \\ 1 - 0,5 \cdot (2 - \omega_d)^2 & \text{für } 1 < \omega_d < 2 \\ 1 & \text{für } \omega_d \geq 2. \end{cases}$$

Die grundlegende Annahme bei der Herleitung einer auch für den Flachwasserbereich gültigen Beschreibung der Spektrumsform ist, dass die Anwendung von  $\Phi_K(\omega_d)$  nicht begrenzt ist auf den von PHILLIPS beschriebenen Gleichgewichtsbereich, sondern vielmehr innerhalb des gesamten Spektrums Gültigkeit besitzt (BOUWS et al., 1985a u. 1985b).

Unter dieser Voraussetzung entsteht ein theoretisches Flachwasserspektrum durch Verknüpfung des JONSWAP-Spektrums mit dem Verformungsfaktor  $\Phi_K(\omega_d)$ , so dass dieses Spektrum außer den JONSWAP-Parametern  $f_p$ ,  $\alpha$ ,  $\gamma$ ,  $\sigma_a$  und  $\sigma_b$  zusätzlich eine Abhängigkeit von der Wassertiefe beinhaltet (Abb. A 3.15). HUGHES (1984) nannte diese Beschreibung das TMA-Spektrum:

$$S_{TMA}(f, d) = S_J(f) \cdot \Phi_K(\omega_d)$$

mit

$S_{TMA}(f, d)$  = TMA-Energiedichtespektrum ( $m^2/Hz$ )

$S_J(f)$  = JONSWAP-Energiedichtespektrum ( $m^2/Hz$ )

$\Phi_K(\omega_d)$  = KITAIGORODSKII et al. – Faktor zur Berücksichtigung der Wassertiefe (–).

Die Gültigkeit dieses von der Wassertiefe beeinflussten Energiespektrums wurde anhand von Naturmessungen (Texel, Marsen, Arsloe) nachgewiesen, wobei Wassertiefen zwischen 6 und 24 m, Windgeschwindigkeiten bis zu 30 m/s und Sohlbeschaffenheiten von Grob- bis Feinsand berücksichtigt werden konnten (BOUWS et al., 1985a).

Die grundlegende Voraussetzung bei der Anwendung des TMA-Spektrums (vgl. Kap. 3.6.2) sind konstante Windgeschwindigkeiten über einen ausreichend langen Zeitraum, so dass sich die Windsee voll entwickeln kann. Dabei gilt das durch  $S_{TMA}(f, d)$  beschriebene Energiedichtespektrum streng genommen nur für eine zwar begrenzte, aber konstante Wassertiefe. In Anlehnung an die Daten, die zur Verifikation zur Verfügung standen, sollte daher die Sohle nur schwach geneigt sein und keine Unregelmäßigkeiten aufweisen. Als obere

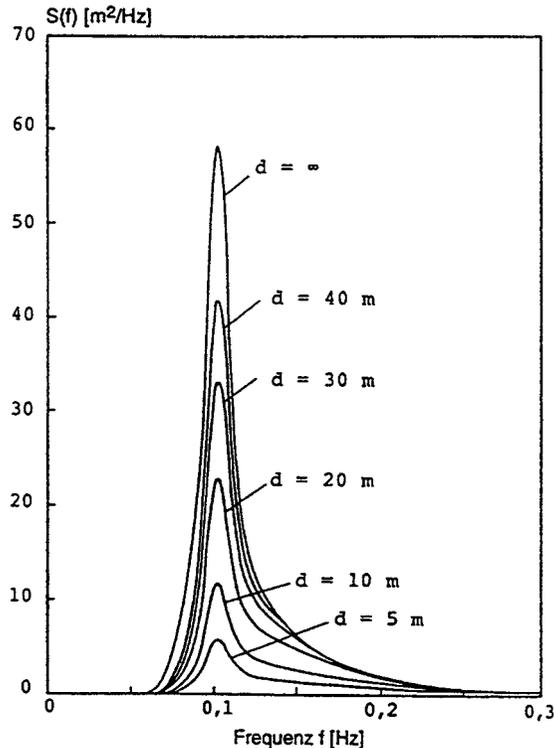


Abb. A 3.15: TMA-Flachwasserspektrum für unterschiedliche Wassertiefen, bei sonst gleichen Parametern  $f_p$ ,  $\alpha$ ,  $\gamma$ ,  $\sigma_a$  und  $\sigma_b$  (SCHADE, 1991)

Grenze wird ein Richtwert von 1:100 genannt, jedoch konnten Modellversuche mit einer Sohlneigung von 1:30 mit Hilfe des TMA-Spektrums ebenfalls hinreichend gut beschrieben werden. Auch neuere Messungen vor Sylt mit Richtungswellenmessbojen (SCHADE, 1991) wurden unter Verwendung des TMA-Ansatzes ausgewertet.

### 3.4 Flachwassereffekte

#### 3.4.1 Allgemeines

Unter dem Begriff Flachwassereffekte werden i. A. die physikalischen Vorgänge Refraktion, Shoaling und Brechen sowie Einflüsse aus Sohlreibung und Perkolatation der Wellen zusammengefasst, die zu einer Veränderung des Seegangs beim Fortschritt der aus dem tiefen Wasser in flaches Wasser einlaufenden Wellen führen.

Obwohl Refraktion und Shoaling gemeinsam wirksam sind, werden diese Flachwassereinflüsse meist auf der Grundlage der linearen Wellentheorie getrennt behandelt (vgl. Gleichungen unter Kap. 3.2). Maßgebend für die Refraktion ist die Abhängigkeit der Wellengeschwindigkeit von der Wassertiefe. Der Shoaling-Effekt wird aus der Gruppengeschwindigkeit ermittelt, wobei durch das Brechen der Wellen im Flachwasser eine Grenze physikalisch dadurch gegeben ist, dass die Partikelgeschwindigkeit im Wellenkamm nicht größer werden kann als die Fortschrittsgeschwindigkeit der Welle. Hierfür liefert die Theorie der Einzelwelle Anhalte. Für Planungsaufgaben im Küstenwasserbau sind graphische Verfahren (z. B. Shoaling-Diagramm oder graphische Ermittlung von Refraktionsplänen nach der Wellenkamm-Methode oder nach der Orthogonalen-Methode) nach wie vor üblich. Zunehmend gewinnen jedoch (auch in Verbindung mit nichtlinearen Theorien) numerische Berechnungen an Bedeutung, zumal meist eine Vielzahl veränderlicher Seegangsbedingungen in Verbindung mit wechselnden Wasserständen untersucht werden muss. Von verschiedenen Institutionen werden PC-lauffähige numerische Modelle angeboten, insbesondere auch zur kombinierten Berechnung von Refraktion und Shoaling oder zur Berücksichtigung von den Wellen überlagerten (quasistationären) Strömungen. Teilweise werden in numerischen Modellen auch Energieverluste infolge Bodenreibung berücksichtigt, ferner Eigenschaften natürlicher Seegangsbedingungen (Richtungsspektren) und auch Energieeintrag durch Wind.

Zur numerischen Berechnung von Flachwassereffekten stehen prinzipiell phasenaufgelöste und phasengemittelte Modelle zur Verfügung.

Phasenaufgelöste Modelle existieren für langkämmige regelmäßige Wellen auf der Grundlage der mild-slope-equation (teilweise dann mit einer vereinfachten parabolischen Form, bei der Diffraktionseffekte nur eingeschränkt berücksichtigt werden), sowie auf der Grundlage der BOUSSINESQ-Wellengleichungen. Letztere erlauben auch die direkte Berechnung von kurzkämmigem Seegang, der bei den anderen Modellen nur im Rahmen von Überlagerungsverfahren behandelt werden kann.

Phasengemittelte Modelle gibt es als Strahlenmodelle oder Gittermodelle. Unregelmäßiger Seegang erfordert, soweit nicht mit charakteristischen Seegangsparemtern gearbeitet wird, wiederum den Einsatz von Überlagerungsverfahren. Das derzeit wohl am weitesten entwickelte Gittermodell ist das Seegangsmodell SWAN (Simulation of WAVes in the Nearshore zone) der TU Delft (RIS, 1997; BOOIJ et al., 1999; RIS et al., 1999), das auch im deutschen Küstenbereich intensiv eingesetzt wird (z. B. MAI et al., 1999, 2000; NIEMEYER et al., 1999, 2000).

Für weitere grundsätzliche Hinweise zu numerischen Modellen im Küstenbereich wird auf DVWK Schriften 127 (1999) verwiesen.

3.4.2 Refraktion

In Analogie zum SNELLSchen Lichtbrechungsgesetz, das die Richtungsänderung an der Grenzfläche zweier Medien unterschiedlicher Dichte beschreibt, werden bei der Refraktionsberechnung nach SNELL die Wellenorthogonalen an Stelle der Lichtstrahlen betrachtet (Abb. A 3.16). Das Brechungsgesetz ist gegeben durch folgende Gleichung:

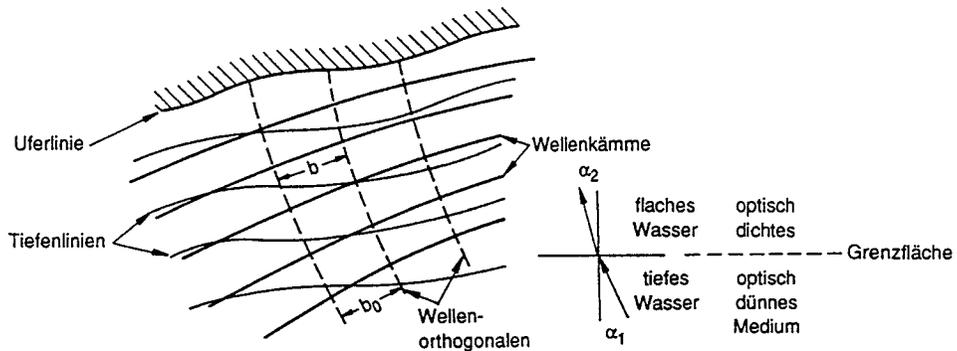
$$\frac{c_2}{c_1} = \frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1}$$

wobei  $c_2$  und  $c_1$  die wassertiefenabhängigen Wellengeschwindigkeiten an der betrachteten Grenzfläche und  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  die zugehörigen Winkel darstellen. Nach linearer Wellentheorie gilt (vgl. Kap. 3.2):

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

so dass

$$c_2/c_1 = \tanh \frac{2\pi d_2}{L_2} / \tanh \frac{2\pi d_1}{L_1} .$$



SNELLSche Analogie

Abb. A 3.16: Erläuterung der Refraktion

Mit der Refraktion ist neben der Richtungsänderung eine Veränderung der Wellenhöhe verbunden, die durch den Refraktionskoeffizienten  $K_r$  beschrieben wird. Unter der Annahme, dass keine Energie in Kammrichtung verlagert wird, d. h. die Energie zwischen zwei Wellenorthogonalen erhalten bleibt (der Shoaling-Einfluss wird gesondert berechnet), gilt für die örtliche Wellenhöhe H:

$$H^2 \cdot b = H_0^2 \cdot b_0 \text{ und damit } H/H_0 = (b_0/b)^{1/2} = K_r$$

(Der Index 0 gibt Tiefwasserbedingungen an).

Aus der Gleichung wird deutlich, dass mit der Refraktion entsprechend dem Orthogonalenabstand eine Vergrößerung der örtlichen Wellenhöhe ( $K_r > 1$ ) oder eine Verringerung ( $K_r < 1$ ) gegenüber der Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  verbunden sein kann.

Für die praktische Anwendung kann in Analogie zur geometrischen Optik entweder der Verlauf der Orthogonalen oder der der Wellenkämme schrittweise ermittelt werden.

Die Vorgehensweise bei einer graphischen Lösung nach dem Wellenkammverfahren ist bei SCHÜTTRUMPF (1973) eingehend beschrieben. Das Verfahren zur zeichnerischen Konstruktion von Wellenorthogonalen ergibt sich schlüssig aus den SNELLSchen Formeln, ist aber auch in CERC (1977), SILVESTER (1974) u. a. beschrieben. Phasengemittelte numerische Verfahren beruhen häufig auf dem Orthogonalenverfahren. Dabei kann die Berechnung der örtlichen Wellengeschwindigkeiten je nach Aufwand mit der linearen Wellentheorie oder mit Wellentheorien höherer Ordnung erfolgen.

Die Änderung der Wassertiefe im Untersuchungsgebiet wird ausgehend von einem Peilplan durch Einführung von Stufen bzw. ein in das Lösungsgebiet gelegtes diskretes Gitternetz berücksichtigt, welches eine gewisse Glättung der Tiefeninformationen impliziert.

Wenn keine ausreichende Glättung erfolgt, können – insbesondere in Gebieten mit relativ geringen Geländeneigungen – durch leichte Unstetigkeiten in der Bathymetrie chaotische Orthogonalenformen entstehen, deren Interpretation nicht mehr über die Orthogonalenabstände möglich ist. Für solche Fälle haben BOUWS u. BATJES (1982) eine Methode vorgeschlagen, die mit der Aufenthaltszeit von Wellen in Bereichen arbeitet, deren Ausdehnung ein mehrfaches der Wellenlänge sein muss. Testrechnungen zu dieser Problematik wurden auch von HOLTHUIJSEN u. BOOIJ (1994) durchgeführt.

Bei annähernd parallelen Tiefenlinien können die Richtungsänderungen und die Refraktionskoeffizienten  $K_r$  mit den folgenden Formeln berechnet werden:

Ausgangseegangparameter im Tiefwasser:

$$\sin \alpha = \sin \alpha_0 \cdot \tanh \frac{2\pi \cdot d}{L} \quad K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}}$$

Ausgangseegangparameter in flacherem Wasser (der Wert  $K_r$  gibt dann die relative Veränderung zwischen dem Ausgangspunkt 1 mit der Wassertiefe  $d_1$  und dem zu untersuchen den Punkt 2 mit der Wassertiefe  $d_2$  an):

$$\sin \alpha_2 = \sin \alpha_1 \cdot \frac{c_2}{c_1} = \sin \alpha_1 \cdot \frac{\tanh \frac{2\pi \cdot d_2}{L}}{\tanh \frac{2\pi \cdot d_1}{L}} \quad K_r = \sqrt{\frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}}$$

Weiterhin liegen für diesen Fall Diagramme vor (CERC, 1977; DEAN u. DALRYMPLE, 1984).

Problematisch in der Aussage werden Refraktionsuntersuchungen in solchen Fällen, wo sich infolge der morphologisch/topographischen Gegebenheiten Energiekonzentration bis hin zu kreuzenden Orthogonalen ergeben, oder bei Inseln und Landvorsprüngen, wo Diffraktionseffekte (vgl. Kap. 3.5) einbezogen werden müssen. Auch Strömungen können das Wellenfeld verändern. Die Voraussetzungen des Berechnungsansatzes oder eines numerischen Modells, insbesondere die Annahme, dass ein Energietransport in Kammrichtung nicht stattfindet, müssen in Verbindung mit den Voraussetzungen, die einer Wellentheorie

zugrunde liegen (lineare Wellentheorie, z. B. infinitesimal kleine Wellenhöhe, ebener Untergrund!), in solchen Fällen besonders beachtet werden. Weiterhin ist zu beachten, dass Refraktion nach diesen Verfahren nur bis zum Brecherbereich behandelt werden kann.

Die grundsätzliche Frage bleibt, wie gut ein Wellenspektrum mit unterschiedlichen Höhen, Frequenzen und Richtungen durch einzelne Seegangparameter charakterisiert werden kann. Bei einfachen Geländeformen und einfachen Seegangsspektren kann durchaus mit mittleren Perioden und mittleren Richtungen eine gute Einschätzung des Refraktionseinflusses durch graphische Lösungen oder durch Verfahren für parallele Tiefenlinien erfolgen. Grundsätzlich ist das Überlagerungsverfahren sehr gut geeignet, die Einflüsse aus der Gesamtheit der Frequenzanteile eines Richtungsspektrums zu erfassen. Daher erlauben Refraktionsberechnungen, wie sie auch durch GODA vorgeschlagen werden, die rechnerische Berücksichtigung einer natürlichen Windsee auch z. B. mit aufgeprägten Dünungskomponenten aus anderen Richtungen.

Die grundsätzliche Gleichung für die Bestimmung des Refraktionskoeffizienten für unregelmäßigen Seegang lautet (GODA, 1985 u. 2000):

$$(K_r)_{\text{eff}} = \left[ \frac{1}{m_{s0}} \int_0^\infty \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} S(f, \theta) K_s^2(f) K_r^2(f, \theta) d\theta df \right]^{1/2}$$

mit

$$m_{s0} = \int_0^\infty \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} S(f, \theta) K_s^2(f) d\theta df.$$

Der Zusatz „eff“ wird hier verwendet, um Größen zu kennzeichnen, die zu unregelmäßigem Seegang gehören.  $S(f, \theta)$  bezeichnet das Richtungsspektrum,  $K_s(f)$  ist der Shoaling-Koeffizient.  $K_r(f, \theta)$  steht für den Refraktionskoeffizienten einer einzelnen Wellenkomponente mit der Frequenz  $f$  und der Richtung  $\theta$ .

Für die praktische Berechnung wird die obige Integration durch eine Summation ersetzt, und der Shoaling-Effekt wird vernachlässigt. Diagramme zur Refraktion von Richtungsspektren an Küsten mit geraden parallelen Tiefenlinien sind in GODA (1985 u. 2000) gegeben. Grundsätzlich besteht bei schräganlaufendem Seegang jedoch die Problematik, inwieweit das Eingangsspektrum noch eine symmetrische Richtungsverteilung haben kann und wie dann repräsentative Richtungen definiert werden sollten. Durch Refraktion wird bei Richtungsspektren auch die Richtungsbandbreite und damit die Kurzkämmigkeit des Seegangs verringert.

Weiterhin stellt GODA eine Methode zur Berechnung der Refraktion unregelmäßiger Wellen nach dem Energieflussansatz (vgl. Abschn. 3.2) vor. Die Gleichung für den Wellenenergiefluss wird hierbei numerisch gelöst. Entsprechende Methoden können auch den Berechnungen in phasengemittelten numerischen Gittermodellen (z. B. SWAN) zugrunde liegen.

### 3.4.3 Shoaling

Auch beim strandnormalen Einlaufen der Wellen in flaches Wasser wird die Wellenhöhe verändert, ein physikalischer Vorgang, der als Shoaling bezeichnet wird. Die Wellenhöhenveränderung wird durch den Shoaling-Faktor  $K_s$  beschrieben, der das Verhältnis aus der örtlichen Wellenhöhe  $H$  und der Tiefwasserwellenhöhe  $H_0$  angibt. Er wird aus der Gruppengeschwindigkeit (= Energiegeschwindigkeit) berechnet unter der Voraussetzung, dass der Energiefluss ( $F \approx H^2 \cdot c_g$ ) in unterschiedlichen Wassertiefen gleich bleiben muss.

Der Verlauf des Shoaling-Koeffizienten periodischer Wellen (nach linearer Wellentheorie) ist in Abb. A 3.17 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Wellenhöhe zunächst geringfügig abnimmt, dann jedoch stetig zunimmt. Der theoretische Wert gilt nur bis die Welle instabil wird und beim Erreichen einer kritischen Wassertiefe bricht.

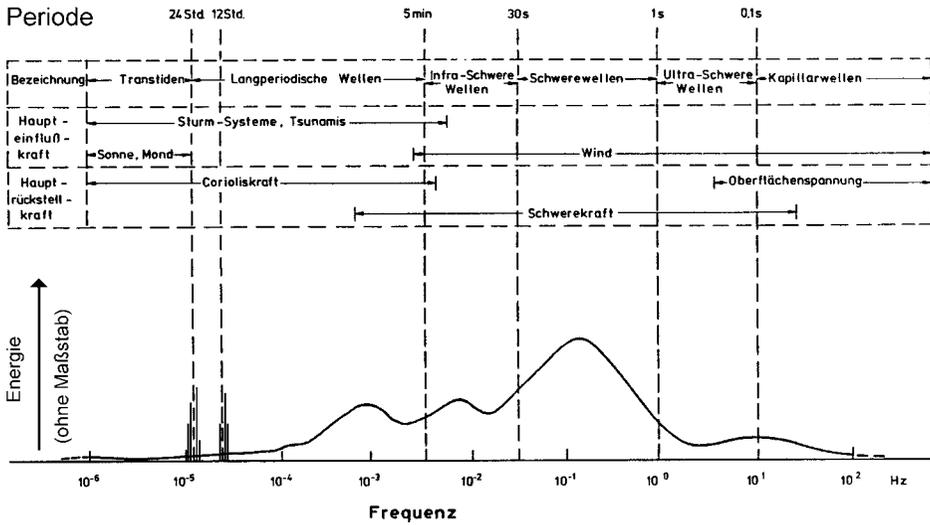


Abb. A 3.17: Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe (Shoaling), lineare Theorie

Nach der linearen Wellentheorie ist

$$H/H_0 = K_s = \sqrt{\frac{1}{2n} \cdot \frac{c_0}{c}}$$

Hierin stellt  $n = c_g/c$  das Verhältnis aus Gruppengeschwindigkeit und Wellengeschwindigkeit dar (Gleichungen s. Kap. 3.2).

Shoaling-Berechnungen können grundsätzlich auch mit nichtlinearen Wellentheorien erfolgen. Beispiele sind die Theorie von SHUTO (in GODA, 1985 u. 2000) und die mit der Theorie von COKELET berechneten Abhängigkeiten, die in SAKAI u. BATTJES (1980) ausführlich diskutiert und den Ergebnissen weiterer nichtlinearer Theorien gegenübergestellt werden. Die Erhöhungen des Shoaling-Koeffizienten gegenüber der linearen Theorie treten im Wesentlichen im Bereich sehr geringer Tiefwasserwellenteilheiten ab einer relativen Wassertiefe  $d/L_0 < \text{rd. } 0,1$  auf. Bei den üblichen Seegangsbedingungen ( $H_{s0}/L_0 = 0,02$  bis  $0,04$ ) setzt dann aber bereits das Brechen einzelner hoher Wellen ein, die Seegangparameter sind dann nach anderen Verfahren (s. Abschn. 3.4.4) zu ermitteln. Dies wird auch aus den Ergebnissen von hydraulischen Modellversuchen deutlich (Abb. A 3.18).

Grundsätzlich ist auch anzumerken, dass das Verhältnis der aus der Zeitreihe berechneten signifikanten Wellenhöhe  $H_{1/3}$  zu der aus dem Spektrum berechneten Wellenhöhe  $H_{m0}$  tendenziell mit abnehmender Wassertiefe zunimmt (Abb. A 3.19). Klare Abhängigkeiten sind

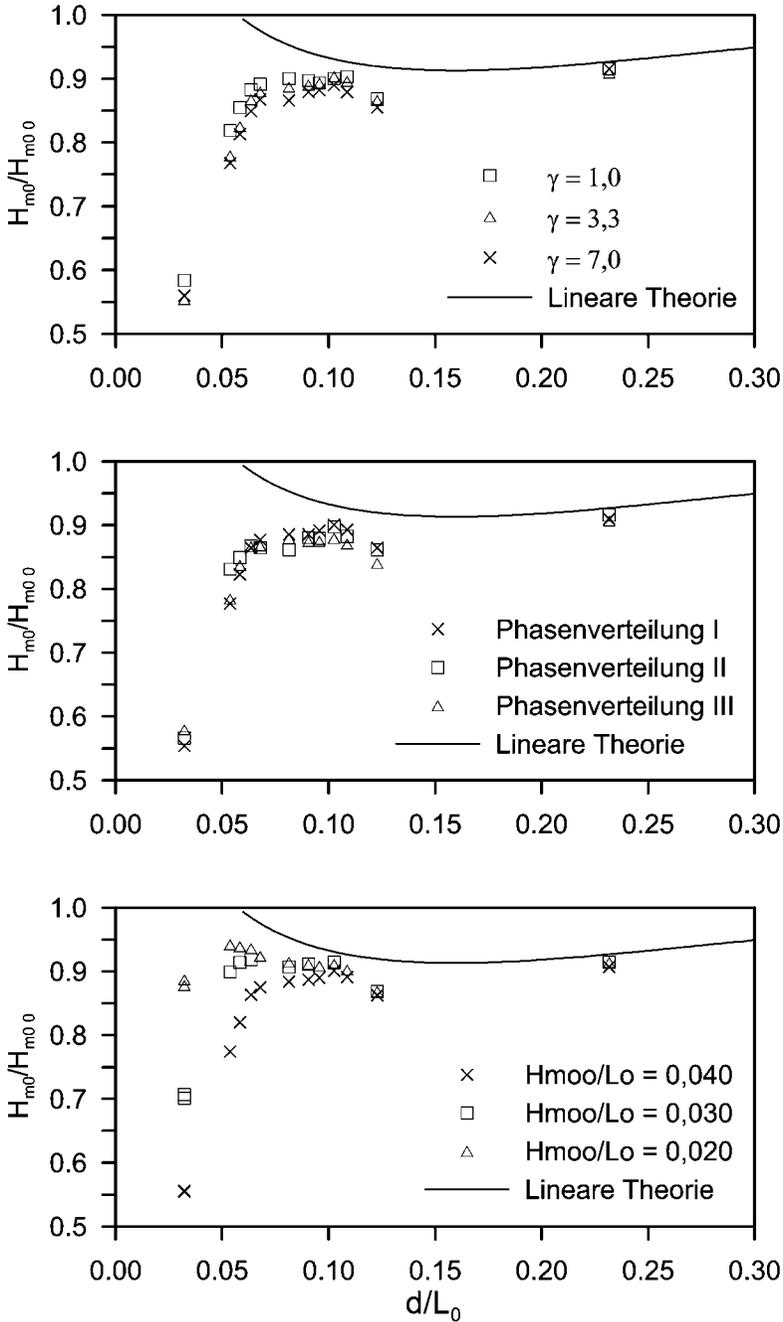


Abb. A 3.18: Einflüsse des Spektrums auf den Shoaling-Koeffizienten (GÖTSCHENBERG et al., 1987)  
 a) Einfluss des Peak-Überhöhungsfaktors  $\gamma$ . b) Einfluss der zeitlichen Verteilung der Wellen (Phasenspektrum). c) Einfluss der Wellensteilheit

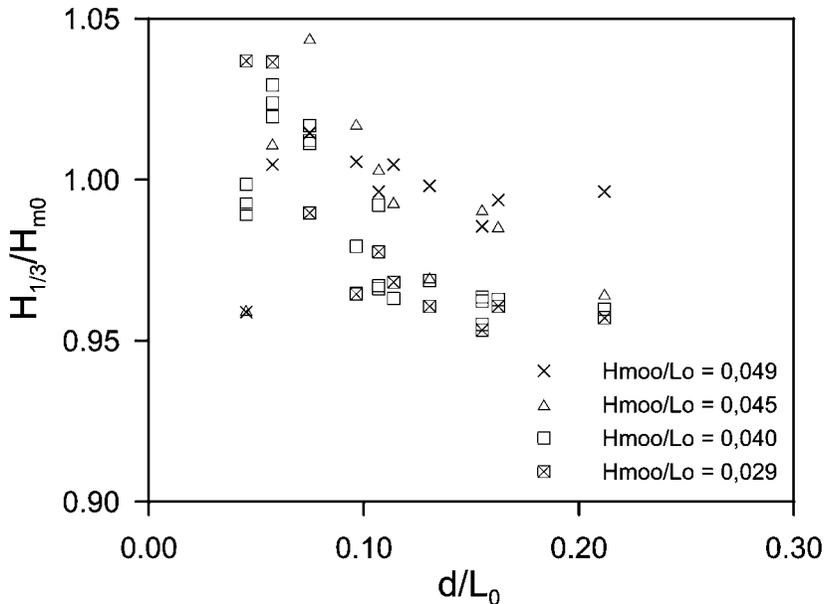


Abb. A 3.19: Beziehungen zwischen Zeitbereichsparameter  $H_{1/3}$  und Frequenzbereichsparameter  $H_{m0}$  als Funktion der veränderlichen Wassertiefe für unterschiedliche Tiefwasser-Wellensteilheiten (GÖTSCHENBERG et al., 1987)

aus den dargestellten Ergebnissen nicht erkennbar. Der Sachverhalt sollte aber bei der Auswertung und Interpretation entsprechender Messungen berücksichtigt werden.

Die Veränderung des natürlichen unregelmäßigen Seegangs durch Shoaling kann meist gut durch Berechnungen mit mittleren Periodenparametern erfasst werden. Bei sehr komplexen Spektrumsformen kann das Überlagerungsverfahren angewendet werden.

Auch bei Shoaling-Berechnungen ist darauf zu achten, ob die Ausgangswellen im Tiefwasser oder in flacherem Wasser gemessen oder berechnet wurden. Flachwasserseegang oder daraus berechnete Höhenparameter enthalten bereits die Veränderungen durch Shoaling, so dass dann nur noch die weiteren relativen Änderungen anzusetzen sind.

### 3.4.4 Wellenbrechen

Die vorgenannten Flachwassereinflüsse führen schließlich zur Instabilität der Wellen und zum Wellenbrechen. Während sich Refraktion und Shoaling für regelmäßige Wellen unter vorgenannten Einschränkungen nach der linearen Wellentheorie beschreiben lassen und auf der Grundlage (linearer) Überlagerungsmodelle auch die Berücksichtigung der Eigenschaften unregelmäßiger Wellen ansatzmäßig möglich ist, so muss man sich beim Wellenbrechen mit Einzelwellentheorien und empirischen Kenntnissen zum Verhalten einzelner Wellenereignisse und verschiedenen Brechkriterien begnügen. Das Brechen der Wellen findet dabei nicht an einer stationären Brecherlinie statt, sondern erstreckt sich, bedingt durch die Unregelmäßigkeit des Seegangs und sich mit der Tide ändernden Wasserständen, über die sogenannte Brecherzone (oder Brandungszone) (vgl. Abb. A 3.20).

Die Beschreibung der dabei auftretenden Brecherformen ist subjektiv. An Brandungs-

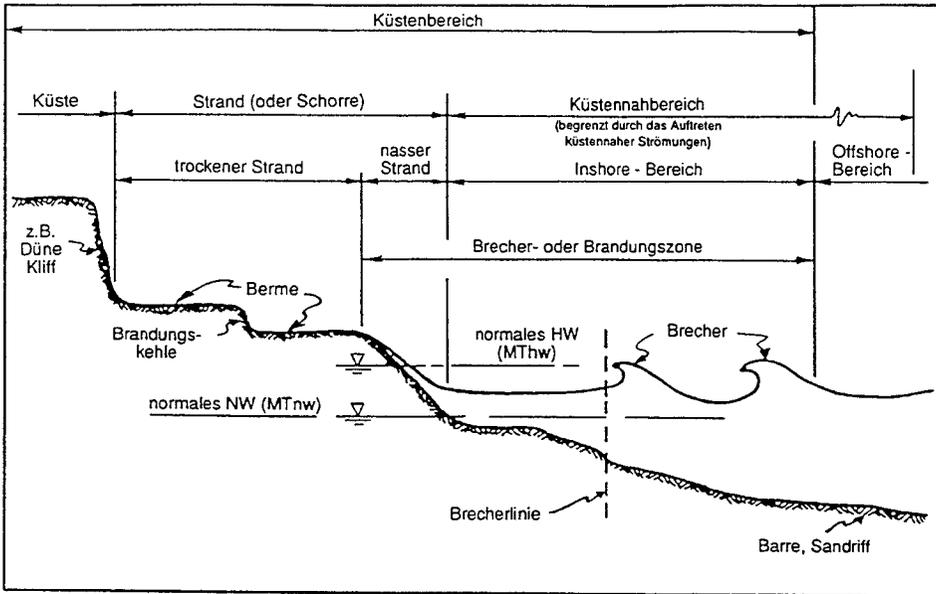


Abb. A 3.20: Einteilung der Brandungszone, schematisch

küsten wird begrifflich zwischen Schwall-, Sturz- und Reflexionsbrechern unterschieden (Abb. A 3.21). Neben diesen Brecherformen ist der sog. collapsing breaker als Übergangsform zwischen dem Reflexionsbrecher und dem Sturzbrecher zu nennen.

Generell können Wellen brechen, wenn entweder die Grenzsteilheit überschritten wird (Parameter  $H/L$ ) oder aber die Wellenhöhe ein bestimmtes Maß der Wassertiefe erreicht hat (Parameter  $H/d$ ).

Grenzwerte werden aus der Bedingung erhalten, dass die Orbitalgeschwindigkeit der Welle an der Oberfläche nicht größer werden kann als die Wellengeschwindigkeit.

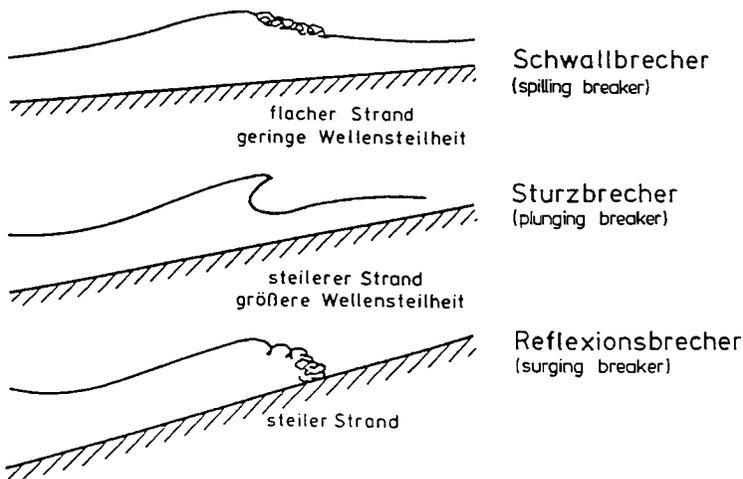


Abb. A 3.21: Klassifizierung der Brecherformen, schematisch

Als Grenzwert für den Winkel des Wellenkamms hat STOKES den Wert  $\alpha = 120^\circ$  gefunden. Der Wert wurde in Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen bestätigt und gilt sowohl für Tiefwasser als auch für Flachwasser.

In Tiefwasser ergibt sich theoretisch für die Grenzsteilheit die Gleichung

$$\frac{H_0}{L_0} = 0,142 = \text{rd.} 1/7,$$

eine Beziehung, die bereits MICHELL, 1893, angegeben hat. Damit kann auch im Tiefwasser Brechen von Wellen auftreten, bzw. begrenzt dieses Brecherkriterium die Wellenhöhen in tiefem Wasser. Der theoretische Grenzwert der Wellensteilheit von  $H/L = 1/7$  im Tiefwasser wird aber im Allgemeinen nicht erreicht. Wellen in natürlichem Seegang neigen dazu, schon früher (bei etwa  $H/L = 1/10$ ) zu brechen.

Dabei tritt auf dem offenen Meer (Tiefwasserbedingung, Wassertiefe  $d > L/2$ ) Brechen vornehmlich infolge Überschreitens der Grenzsteilheit als Schaumkronenbrechen (white capping) auf, wobei jedoch auch der Wind einen Beitrag leisten kann. Dies kann bei steilen Ausgangswellen auch im Übergangsbereich beobachtet werden, wo zugleich mit zunehmender Wellenhöhe die Wellenlängen abnehmen (SCHÜTTRUMPF, 1973).

Einen wichtigen Einfluss auf das Brechen der Wellen im Tiefwasser hat die sich durch unterschiedliche Fortschrittsgeschwindigkeit der beteiligten Frequenzkomponenten ergebende zeitliche Abfolge der Wellen und deren Überlagerung zu extremen Wellenhöhen, die als eine der Ursachen für das Auftreten sog. *freak-waves* angesehen werden kann.

Für das Brechen der Wellen durch die verringerte Wassertiefe sind vom technischen Standpunkt aus die Wassertiefe  $d_b$  (gemessen vom Ruhewasserspiegel aus), die Brecherhöhe  $H_b$  und die Lage des Brecherkamms  $\eta_b$  (Kammlage der Welle, Asymmetrie bezogen auf den Ruhewasserspiegel) von Bedeutung (Abb. A 3.22).

Schrittumsauswertungen (SCHÜTTRUMPF, 1973), die Ergebnisse von Modellversuchen und Naturbeobachtungen umfassen, zeigen, dass das Verhältnis  $H_b/d_b$  in weiten Grenzen schwanken kann. Nach theoretischen Untersuchungen liegt  $H_b/d_b$  zwischen rd. 1,03 und 0,73 je nach dem verwendeten Ansatz.

Das Brechverhalten der Wellen wird vornehmlich von der Strandneigung  $\alpha$  und der Steilheit der Tiefwasserwelle  $H_0/L_0$  bestimmt. Beide Einflüsse bestimmen im Wesentlichen die Form des Brechers als Sturzbrecher, Schwallbrecher oder Reflexionsbrecher. An flachen Stränden und bei geringen Tiefwassersteilheiten der Wellen tritt der Schwallbrecher (spilling

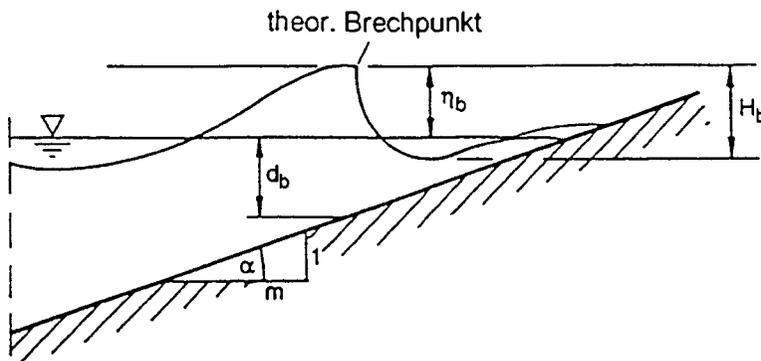


Abb. A 3.22: Bezeichnungen für eine Welle am Brechpunkt

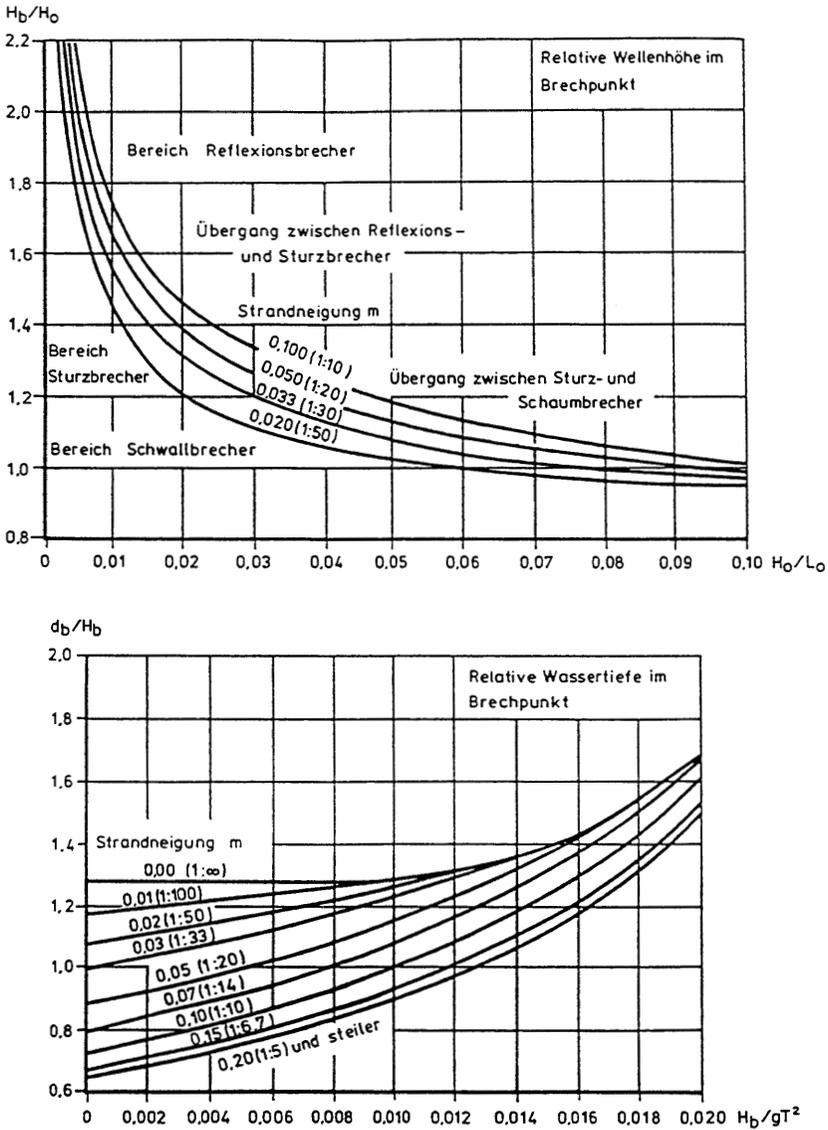


Abb. A 3.23: Brechereigenschaften der Wellen (CERC, 1977)

breaker) auf, bei steileren Stränden und größeren Wellensteilheiten der Sturzbrecher (plunging breaker) und bei sehr steilen Strandneigungen der Reflexionsbrecher (surging breaker).

Zur Erläuterung des Einflusses der Strandneigung und der Tiefwasser-Wellensteilheit sind einige Untersuchungsergebnisse für regelmäßige Wellen in Abb. A 3.23 dargestellt.

Zur Vorhersage des Wellenbrechens im Flachwasser wurden zahlreiche Arbeiten veröffentlicht. Brechkriterien auf der Grundlage regelmäßiger Wellen berücksichtigen dabei Parameter, die sich auf den Ort des Wellenbrechens beziehen oder die die lokalen Bedingungen mit Tiefwasserhältnissen verknüpfen.

MICHE, 1944, und HAMADA, 1951 (s. HORIKAWA, 1988), entwickelten unabhängig voneinander ein Brecherkriterium, das ausschließlich lokal bezogene Kennwerte periodischer Wellen (Index  $b$ ) am Ort des Brechens enthält. Es ist:

$$H_b/L_b = 0,142 \tanh(2\pi d_b/L_b)$$

mit  $H_b$  = Wellenhöhe  
 $L_b$  = Wellenlänge  
 $d_b$  = Wassertiefe.

Im Tiefwasser wird der Grenzwert  $H_0/L_0 = 1/7 = 0,142$  erreicht, in extremem Flachwasser ( $\tanh 2\pi d/L \rightarrow 2\pi d/L$ ) geht die Formel über in  $H/d = 0,89$ . Der häufig im Schrifttum nach MCCOWAN (1891) angegebene Wert  $H_b/d_b = 0,78$  beruht auf der Theorie der Einzelwelle.

Im unregelmäßigen Seegang ist für den Beginn des Brechens im flachen Wasser die größte Wellenhöhe maßgebend, so dass dann die entsprechenden Werte auf das Verhältnis  $H_{\max b}/d_b$  zu beziehen sind.

Bezogen auf die signifikante Wellenhöhe gilt dann, dass der Verhältniswert  $H_{1/3}/d_b$  im Brechpunkt entsprechend dem Verhältnis  $H_{\max}/H_{1/3}$  zahlenmäßig niedriger ist. So gilt z. B. für  $H_{\max}/d_b = 0,78$  unter der Voraussetzung, dass  $H_{\max}/H_{1/3} = 1,86$  ist,

$$H_{1/3}/d_b = 0,42.$$

Die Voraussetzung  $H_{\max}/H_{1/3} = 1,86$  kann jedoch näherungsweise nur seawärts bis zum Beginn der Brecherzone angenommen werden.

Im Bereich zwischen dem Beginn der Brecherzone und dem Strand verändert sich das Verhältnis  $H_{\max}/H_{1/3}$  (weil die hohen Wellen stärker durch Brechen reduziert werden als die niedrigen Wellen, wird das Verhältnis kleiner; vgl. Kapitel 3.7.4).

Weiterhin ist die Abnahme der Wellenhöhen durch den Brechvorgang mit dem Weiterlaufen der Welle zur Küstenlinie nicht proportional zur Abnahme der Wassertiefe. Insbesondere gilt unmittelbar für den Bereich, wo der Ruhewasserspiegel (ggf. auch unter Berücksichtigung von Wellenstau und Brandungsschwebungen) die Strandlinie schneidet (Wasserlinie), dass dort noch maximale Wellenhöhen in der Größenordnung von 20 % der maximalen Wellenhöhen des Seegangs im Brechpunkt vorhanden sind.

Eine ingenieurmäßige Ermittlung der maximalen Wellenhöhe  $H_{\max}$  hinter der Brecherzone (im Folgenden nach WEISS, 2001 mit  $H_{\max}^{\text{sek}}$  bezeichnet; sek für Sekundärseegang nach der Brecherzone) in einer Wassertiefe  $d < d_b$ , aus der dann nach Tab. A 3.10 (siehe auch Kapitel 3.7.4) auch entsprechende Wellenhöhen  $H_{1/3}^{\text{sek}}$  oder  $H_m^{\text{sek}}$  für Bemessungsaufgaben abgeschätzt werden können, sollte dieses Verhalten berücksichtigen.

Geht man vereinfachend von einer linearen Abnahme der maximalen Wellenhöhe von  $H_b$  in der Brecherzone bis auf  $0,2 \cdot H_b$  an der Wasserlinie aus, ergibt sich die maximale Wellenhöhe im Bereich hinter der Brandungszone zu

$$H_{\max}^{\text{sek}} = H_b \cdot \frac{d}{d_b} + \left(1 - \frac{d}{d_b}\right) \cdot 0,2 \cdot H_b.$$

Die hier mit  $0,2 \cdot H_b$  angenommene Resthöhe in der Wasserlinie ist ein Näherungswert und prinzipiell von der Wellensteilheit und der Strandneigung abhängig. Er wird sinngemäß auch bei der Bemessung von senkrechten Bauwerken hinter der Brecherzone (vgl. Kapitel 4.3.2.3, Tafel A 4.3.4) in dieser Größe angesetzt. Nach den Diagrammen von GODA (Beispiel Abb. A 3.26) liegt er eher auf der sicheren Seite für Strandneigungen 1 : 20 (und flacher) bei Wellensteilheiten  $\geq 0,01$  (bezogen auf signifikante Wellenhöhen außerhalb der Brecherzone).

Bei steileren Böschungen (1 : 10) und Wellensteilheiten  $\leq 0,01$  sollte besser ein Wert um  $0,3 \cdot H_b$  gewählt werden.

FÜHRBÖTER (1974) charakterisiert das Brechverhalten durch eine Brecherkennzahl  $\beta$ . Sie ist definiert als Verhältnis

$$\beta = \frac{L_H}{L_b}$$

wobei  $L_b$  die Wellenlänge beim Erreichen des Brechpunktes angibt und  $L_H$  die Entfernung zwischen dem Brechpunkt und dem Punkt ist, in dem die brandende Welle die Hälfte ihrer Energie abgegeben hat. Flächenbrandungen mit Schwallbrechern weisen große Brecherkennzahlen ( $\beta > 1$  bis 100), Linienbrandungen mit Sturzbrechern kleine Brecherkennzahlen ( $\beta < 1$ ) auf.

Der Brechertyp regelmäßiger Wellen wird vielfach durch einen Brecherbeiwert  $\xi$  charakterisiert, der die Strandneigung  $\alpha$  und die Wellensteilheit verknüpft (BATTJES, 1974 u. 1988). Der sog. BATTJES-Parameter wird auch als IRIBARREN-Zahl bezeichnet.

Es ist

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}}$$

Bezogen auf die Wellenhöhe im Tiefwasser  $H_0$  bzw. im Brechpunkt ergibt sich:

$$\xi_0 = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_0/L_0}}$$

$$\xi_b = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_b/L_0}}$$

Eine Zuordnung der Brecherzahlen zu den in Abb. A 3.20 schematisch dargestellten Brecherformen ist in Tab. A 3.4 angegeben; eine Zuordnung der Brecherkennzahl zur Wellenhöhe im Brechpunkt gibt Tab. A 3.5.

Tabelle A 3.4: Brecherkennzahl  $\xi$  und Brechertyp (die Werte beruhen auf Untersuchungen mit Böschungsneigungen von 1:5 bis 1:20)

Brechertyp	$\xi_0$	$\xi_b$
Reflexionsbrecher	$> 3,3$	$> 2,0$
Sturzbrecher	0,5 bis 3,3	0,4 bis 2,0
Schwallbrecher	$< 0,5$	$< 0,4$

Tabelle A 3.5: Brecherkennzahl und Wellenhöhe im Brechpunkt

$\xi_0$	$H_b/d_b$
$< 0,3$	$0,8 \pm 0,1$
0,3 bis 0,5	$0,9 \pm 0,1$
0,5 bis 0,7	$1,0 \pm 0,1$
0,7 bis 2,2	$1,1 \pm 0,2$

Die physikalischen Phänomene des Brechens sind keineswegs abschließend erforscht. Schwierigkeiten sowohl in theoretischer als auch in experimenteller Hinsicht (Maßstabseffekte) bereiten z. B. die Berücksichtigung der Luftaufnahme beim Brechvorgang (FÜHRBÖTER, 1974), vor allem aber mit dem Einlaufen natürlichen Seegangs in flaches Wasser (Wellentransformation) verbundene nichtlineare Prozesse im Seegang, die bislang formelmäßig nur näherungsweise erfassbar sind.

Die hier gegebenen Hinweise über das Brechverhalten gelten für einheitliche Strandneigungen und sind daher nur als Anhalt zu verstehen. Bei veränderlicher Strandneigung, z. B. durch ein vorgelagertes Sandriff, sind die Brecherbedingungen nicht nur eine Funktion der Wellensteilheit  $H/L$  und der Wassertiefe, vielmehr wird das Brechverhalten der Wellen durch die Morphologie des Seegrundes mitbestimmt. Transmissionseffekte an ggf. vorgelagerten Küstenschutzwerken und Absorptions- und Reflexionseinflüsse an Deckschichten beeinflussen das Brechverhalten ebenfalls in starkem Maße.

Mangels geschlossener Lösungen für die komplexen physikalischen Vorgänge in der Brandungszone wurden vereinfachte Modelle entwickelt. Diese beschreiben den Vorgang der Wellenhöhenveränderung vom Tiefwasser bis zum Wellenauflauf. Für die Wellentransformation an geneigten, unprofilierten Stränden existiert eine Vielzahl von Modellen. Jedoch berücksichtigen wenige Arbeiten den Einfluss der Morphologie, z. B. von Unterwasserriffen, bezüglich der Wellenreformation direkt. Die Grundzüge existierender Modelle zur Transformation brechender Wellen in Brandungszonen sind bei HORIKAWA (1988) dargestellt.

Danach kann in den Rechenmodellen zur Wellentransformation im einfachsten Fall angenommen werden, dass die maximale Wellenhöhe durch das Wellenbrechen infolge abnehmender Wassertiefe und seltener durch die Wellensteilheit begrenzt ist.

Andere Modelle gehen von der Verknüpfung der Kontinuitätsgleichung mit den Bewegungsgleichungen aus, wobei über numerische Lösungsansätze dann die Veränderung der Wellenhöhen berechnet werden kann.

Üblich ist auch die Anwendung der Energiegleichung, einer zeitinvarianten Differentialgleichung, zur Berechnung der Wellenhöhen aus der örtlichen Änderung des Energieflusses  $d(E \cdot c_g)/dx$ . Die über die Wellenperiode gemittelte Dissipationsrate  $\epsilon_b$  der Wellenenergie pro Flächeneinheit, die sich aus dem Wellenbrechen ergibt, kann in Analogie zur Energiedissipation aus dem Brechen einer Bore gleicher Wellenhöhe (vgl. Abb. A 3.24) beschrieben werden. Gleichzeitig ist es möglich, die zusätzlichen Energieverluste aus Sohlreibung zu berücksichtigen (vgl. Kap. 3.4.5).

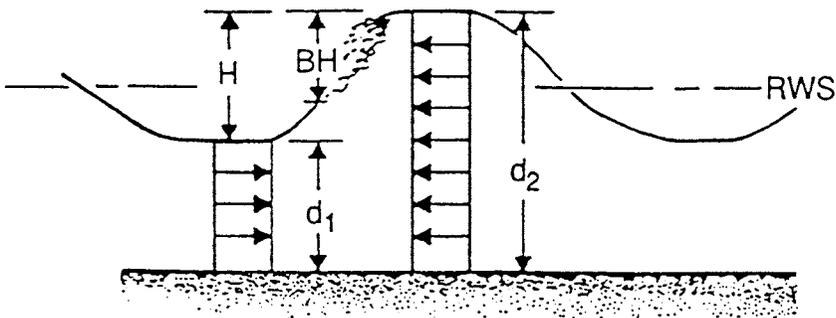


Abb. A 3.24: Periodische Bore zur Beschreibung eines Schwallbrechers (THORNTON u. GUZA, 1983)

Mit der Berücksichtigung von Wellenhöhenverteilungen kann dann die Wellenhöhenabnahme aus dem Anteil gebrochener Wellen ebenfalls in Analogie zur Energieumwandlung in einer Bore berechnet werden.

Grundsätzlich ähneln sich die Turbulenzerscheinungen und die damit verbundene Energiedissipation in einer Bore vor allem denen des Schwallbrechers, da in beiden Fällen die Turbulenz im Wesentlichen auf den Bereich zwischen Ruhewasserspiegel und Wellenkamm begrenzt ist. LE MEHAUTE (1962) (in THORNTON u. GUZA, 1983) schlug daher einen Ansatz vor, nach dem die Energiedissipation von im Flachwasser brechenden Wellen mit einer Bore beschrieben werden kann, ohne auf die Einzelheiten der Turbulenz eingehen zu müssen. Stattdessen wandte er den Erhalt von Masse und Impuls für gleichmäßige Strömungen innerhalb der Bore an.

Die in der Wellenenergie  $E$  und der Energiedissipation enthaltenen Wellenhöhen werden schließlich mit den zugehörigen Häufigkeitsverteilungen der Wellen in der Brandungszone ausgedrückt.

Kann im Tiefwasser von einer RAYLEIGH-Verteilung der Wellenhöhen (s. Kap. 3.7.4) ausgegangen werden, so existieren verschiedene Ansätze, um die Verteilung  $p(H)$  der Wellen in der Brandungszone und den darin enthaltenen Anteil brechender Wellen  $p_b(H)$  zu beschreiben. Anwendung (vgl. OELERICH, 1990 und Abb. A 3.25) finden häufig durch unterschiedliche Brecherkriterien gekappte RAYLEIGH-Verteilungen (COLLINS, 1972; BATTJES u. JANSSEN, 1978) oder aus durch Multiplikation mit einer Wichtungsfunktion erhaltene, veränderte RAYLEIGH-Verteilungen (THORNTON u. GUZA, 1983). DALLY (1990) führte einen halbempirischen, „intuitiven“ Ansatz für beliebige, z. B. gemessene Verteilungen ein. Die daraus erhaltene Differentialgleichung des Energieflusses wird dann, je nach Berücksichtigung der verwendeten Ansätze, analytisch oder numerisch gelöst.

Letztendlich erreicht die Welle den Auflaufbereich des Strandes. Ein Teil der Wellenenergie wird reflektiert, überwiegend aber wird ein Auflaufen der Wassermassen auf den Strand

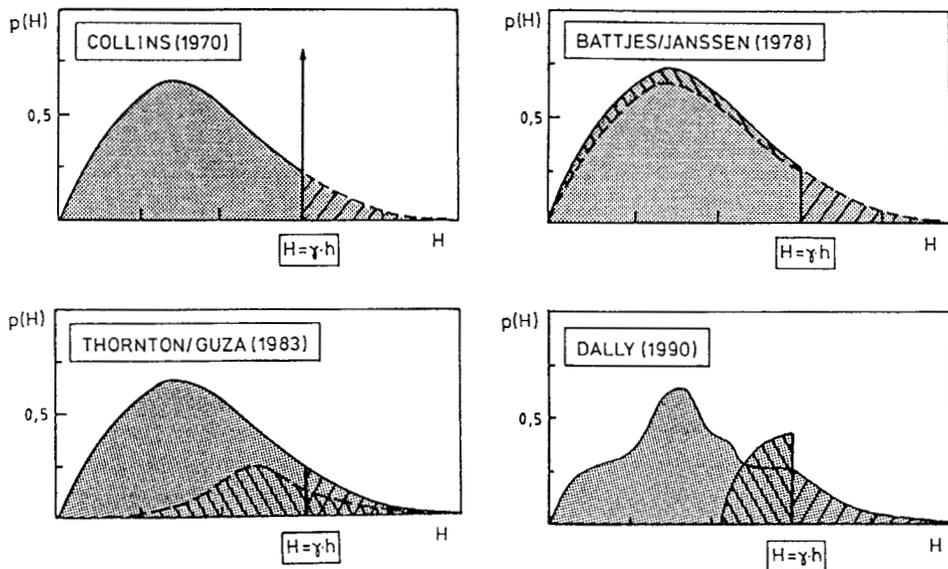


Abb. A 3.25: Zur Ermittlung des Anteils brechender Wellen (OELERICH, 1990)

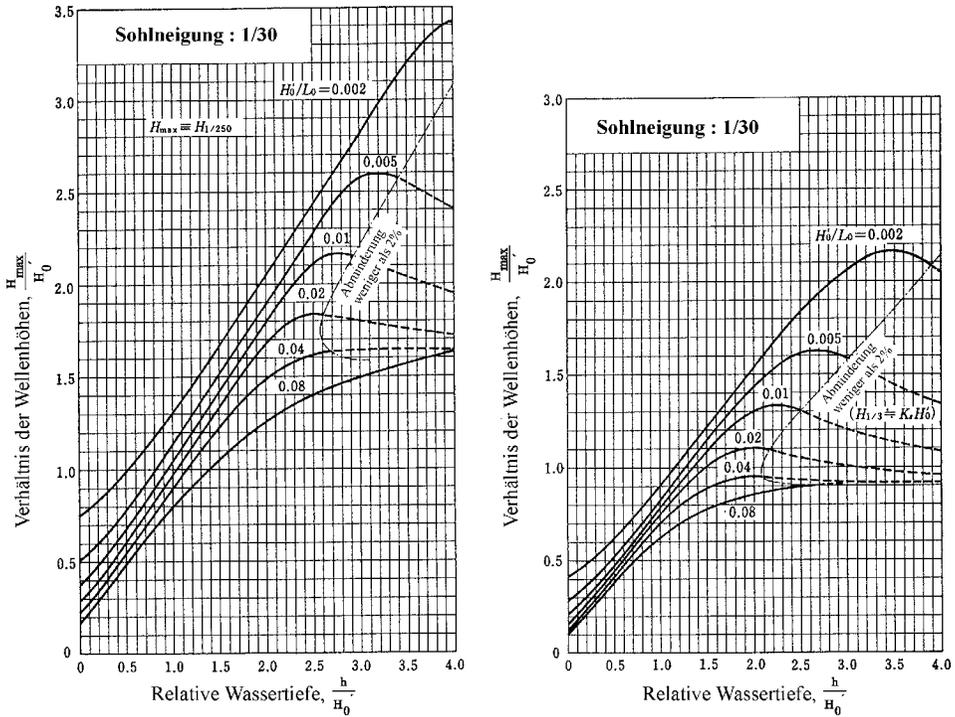
bewirkt. Gravitation ruft ein Zurückfließen des Wassers hervor, was wiederum das Brechverhalten der nachfolgenden Welle beeinflusst (vgl. auch Kap. 3.5.4).

Die durch nichtlineare Umformungsprozesse horizontal und vertikal asymmetrisch verformte Flachwasserwelle und das Wellenbrechen bewirken einen auf die Küste gerichteten Massentransport und eine Impulsänderung, die im Strandbereich zu einem Anstieg des Wasserspiegels führen. Ausgeglichen wird dieser Brandungstau durch sohnnahe Rückströmungen und gebündelte Rippströmungen. Die Berechnung des Brandungstaus und daraus resultierender seegangserzeugter Strömungen ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung der resultierenden Kräfte („radiation stress“). In diese Gleichgewichtsbeziehungen gehen sowohl die veränderte Impulsflusskomponente als auch Druckkräfte ein. Vielfach wird die Berechnung des Brandungstaus mit der Wellentransformation verknüpft, da die Wellenhöhen unmittelbar mit der Veränderung des Wasserspiegels verbunden sind.

HORIKAWA (1988) weist darauf hin, dass die Transformation gebrochener Wellen in erster Linie von der Unterwasserstrandmorphologie abhängt. An nicht profilierten Stränden nimmt die Wellenhöhe beim Wellenbrechen schnell in einem konstanten Verhältnis von (maximaler) Wellenhöhe zu Wassertiefe ab. Dieses Verhältnis bewegt sich typischerweise im Bereich von 0,8 und 1,0. Das Profil der andauernd brechenden Wellen geht in das einer Bore über. Hinter einem natürlichen Riff verringert sich die Wellenhöhe rasch. Allerdings reformieren sich die Wellen nach einer individuellen Entfernung von der Brecherlinie. Diese reformierten Wellen weisen endliche Amplituden auf, und das Verhältnis von Wellenhöhe zu Wassertiefe liegt zwischen 0,4 und 0,5 (vgl. auch Kap. 3.5.3). Daneben können aus dem Wellenbrechen sekundäre Wellen hervorgehen. BYRNE (1969) und SUHAVADA u. ROBERTS (1977) beobachteten das Entstehen sekundärer Wellen auch bei nicht brechenden Wellen, die ein Riff passierten.

Spektralanalysen von MCNAIR u. SORENSEN (1970) deuten darauf hin, dass sich die zu den Energiemaxima gehörenden Perioden der Spektren von ursprünglichen und reformierten Wellen nicht verändern. Allerdings wird Energie auf höhere Frequenzkomponenten verlagert. SUHAYADA u. ROBERTS (1977) bestätigten dies in ihrer Arbeit über Riffe, wiesen jedoch gleichzeitig auf Verlagerungen auf niedrigere Komponenten hin. Zudem ermittelten sie Energieverluste in Höhe von 75 %. CARTER u. BALSILLIE (1983) kamen auf Grundlage umfangreicher Naturmessungen zu ähnlichen Ergebnissen. Sie zeigten für am Riff brechende Wellen Dissipationsraten von 78 % bis 99 % auf. Die Energie reformierter Wellen wuchs auf 20 % der ursprünglichen Energie an. GERRITSEN (1980, 1981) weist die niedrigen Frequenzen im Energiespektrum der Brandungszone den langperiodischen Brandungsschwebungen („surf beats“) zu, die durch die Wellentransformationen und den veränderten Massentransport induziert werden. Die höherfrequenten Wellen entstehen nach GERRITSEN aus dem Wellenbrechen selbst und sind den Wellenkämmen aufgeprägt.

Für die Ermittlung von signifikanten und maximalen Wellenhöhen im Brandungsbereich bei ebenen geneigten Stränden eignen sich von GODA (1985 u. 2000) veröffentlichte Diagramme. Es liegen Diagramme für Strandneigungen 1/10, 1/20, 1/30 und 1/100 vor. Ein Beispiel für die Strandneigung 1/30 ist in Abb. A 3.26 wiedergegeben. Für numerische Modelle (sofern es sich nicht um phasenaufgelöste Modelle mit Lösung im Zeitbereich handelt) ist der Ansatz nach BATTJES u. JANSSEN (1978) weitverbreitet.



A 3.26: Diagramme zur Abschätzung der Wellenhöhen in der Brecherzone Strandneigung 1:30 (GODA, 1985 u. 2000)

### 3.4.5 Sohlreibung und Perkolation

Die vorher angesprochene Veränderung der Wellenhöhe infolge Refraktion und Shoaling im Flachwasser der Brandungszone geht bei genauerer Betrachtung mit einem Energieverlust infolge Sohlreibung und Perkolation (Sickerströmung) einher.

Während die Perkolation von untergeordneter Bedeutung ist, weisen SVENDSEN u. JONSSON (1980) nach, dass der zunächst gering erscheinende Energieverlust aus Sohlreibung  $\epsilon_i$  dann an Bedeutung gewinnt, wenn eine Welle über viele Wellenlängen fortschreitet (vgl. auch Kap. 3.6.2). In der Brandungszone ist die Energiedissipation aus der Sohlreibung im Vergleich zur Dissipationsrate aus dem Wellenbrechen gering. THORNTON u. GUZA, 1983 errechneten einen 3 %igen Anteil an der Energiedissipation aus dem Wellenbrechen an sandigen Brandungsküsten. So wird der Einfluss der Sohlreibung lediglich in der Wellenauflaufzone bedeutend, weil dort die Grenzschichtdicke in Bezug auf die Wassertiefe groß wird. Trotzdem wird der Anteil häufig in Gleichungen zur Wellentransformation erwähnt.

Hierfür wird (vgl. DALLY et al., 1985; HORIKAWA, 1988) üblicherweise die geschwindigkeitsabhängige Schubspannungskomponente  $\bar{\tau}_{xy}$  mit dem Reibungsbeiwert  $f$  verknüpft. Die Geschwindigkeit wird als horizontale Komponente der Orbitalbewegung an der Seesohle  $u_b$  definiert und nach der linearen Wellentheorie berechnet.

Die Abnahme der Wellenhöhe mit dem Wellenfortschritt lässt sich dann mit dem mittleren Energiefluss  $E \cdot c_g$  bestimmen. Doch im Gegensatz zum Shoaling-Effekt, wo der mitt-

lere Energiefluss je Welle als konstant für einen beliebigen Kontrollquerschnitt gehalten wurde, wird der Dissipationsterm  $\epsilon_f$  aus Sohlreibung berücksichtigt.

Hierfür ist (z. B. in einem numerischen Modell) die Kenntnis des Reibungsbeiwertes  $f$  erforderlich, der abhängig ist von der REYNOLDS-Zahl  $Re$  und von der Rauheit des Meeresbodens. Auf Untersuchungen von KAMPHUIS, 1975, (in GERRITSEN, 1981) sei in diesem Zusammenhang hingewiesen.

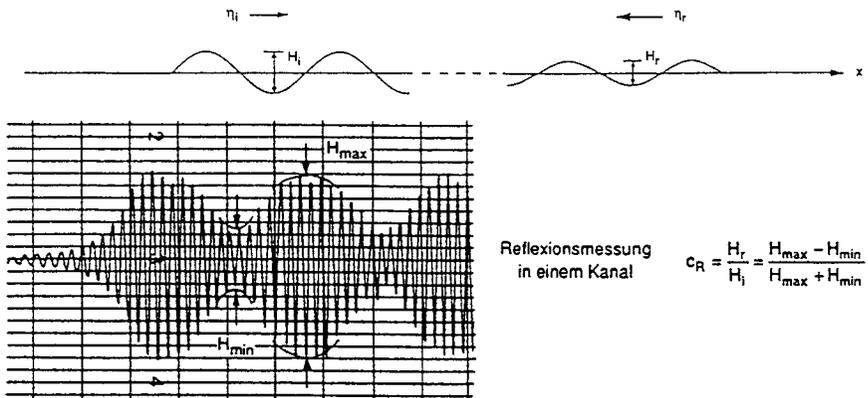
### 3.5 Bauwerksbedingte Einflüsse

#### 3.5.1 Reflexion

Das Reflexionsverhalten von Wellen an Bauwerken wird meistens durch den Reflexionskoeffizienten  $K_r$  oder  $C_r$  beschrieben, der als Verhältnis zwischen reflektierter Wellenhöhe  $H_r$  und anlaufender Wellenhöhe  $H_i$  gebildet wird. Diese Definition wird auch im Zusammenhang mit der Reflexion von Spektren benutzt (Abb. A 3.27).

Hinweise zur Reflexion sind bei KOHLHASE (1983) gegeben, insbesondere zur Bedeutung der Reflexion hinsichtlich der Problematik ‚Wellenunruhe in Häfen‘ und möglicher Resonanzeffekte. Die im Schrifttum dargestellten Ergebnisse gelten meist unter der Voraus-

#### a) regelmäßige Wellen



#### b) unregelmäßige Wellen

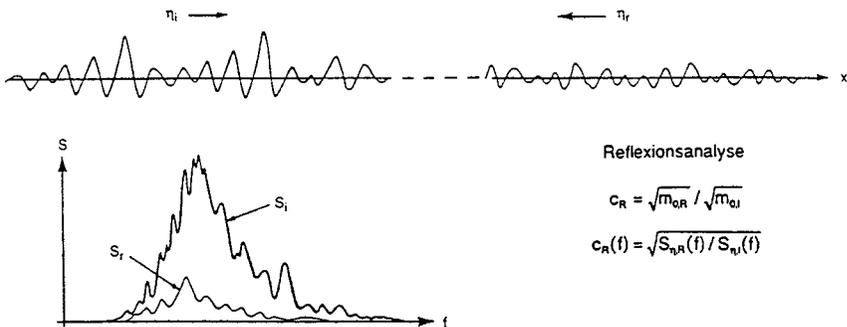


Abb. A 3.27: Zur Definition des Reflexionskoeffizienten (KOHLHASE, 1983; IAHR/PIANC, 1986)

setzung regelmäßiger Wellen und für senkrechten Wellenangriff, d. h. Voraussetzungen, die in der Praxis in der Regel nicht gegeben sind. Infolge der im Seegang enthaltenen Richtungskomponenten der Wellen, die zudem noch unterschiedliche Höhen und Perioden enthalten, werden sich an Bauwerken stehende Wellen (Clapotis, vgl. Abb. A 3.28) normalerweise nicht so deutlich ausbilden; entsprechend werden Schwingungsknoten (Clapotis: bei  $x = 1/4 L, 3/4 L \dots$ ) mit maximalen Horizontalgeschwindigkeiten (Orbitalbewegung) durch die Überlagerung der einzelnen Seegangskomponenten (Kreuzseebildung) verwischt. Direkt am Bauwerk (bzw. an der Reflexionsstelle) ist wegen der Phasenkopplung mit einer Gesamtwellenhöhe  $H_s = H_{si} + H_{sr}$  zu rechnen, während in größerem Abstand von der Reflexionsstelle die signifikante Wellenhöhe gegen  $H_s = \sqrt{H_{si}^2 + H_{sr}^2}$  geht.

Bei schräg anlaufendem Seegang tritt in einer gewissen Entfernung vom Bauwerksanfang eine Erhöhung über den aus Überlagerung von einfallenden und reflektierten Wellen zu erwartenden Wert auf. Diese sog. MACH-Reflexion ist durch die bei Diffraction (und Reflexion) an Bauwerken auftretenden Streuwellen bedingt und in den Lösungen für die Diffraction an Bauwerken enthalten (BERGER, 1976; s. a. 3.5.2).

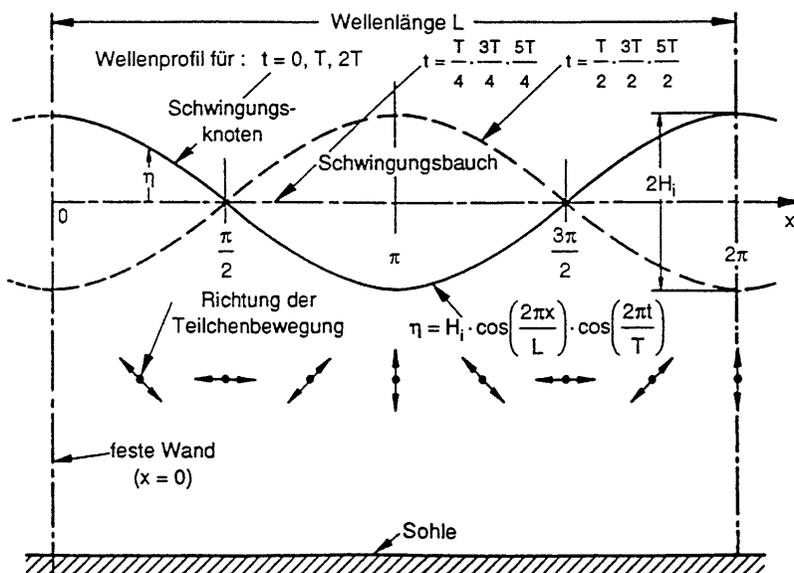


Abb. A 3.28: Stehende Welle an einer senkrechten Wand (Clapotis), nach CERC (1977)

Da das Reflexionsverhalten in starkem Maße von der Wellensteilheit abhängt, wie die Darstellung des Reflexionskoeffizienten an glatten Böschungen als Funktion der Tiefwasserwellensteilheit bzw. des BATTJES-Parameters (Abb. A 3.29) zeigt, ist selbst bei Betrachtung eindimensionaler Spektren mit einer Frequenzverschiebung zu längeren Peakperioden des reflektierten Spektrums zu rechnen (Wellen geringerer Steilheit werden stärker reflektiert als steile Wellen), womit die Definition von Reflexions„koeffizienten“ problematisch wird (vgl. SCHEFFER, 1985). Betrachtet man die Richtungsstruktur der Wellen und den Einfluss der Kontaktfläche, z. B. Energie absorbierender Schüttsteindeckschichten oder besonderer Reflexions mindernder Ausführungstechniken (z. B. Perforationen oder Strukturrauigkeiten

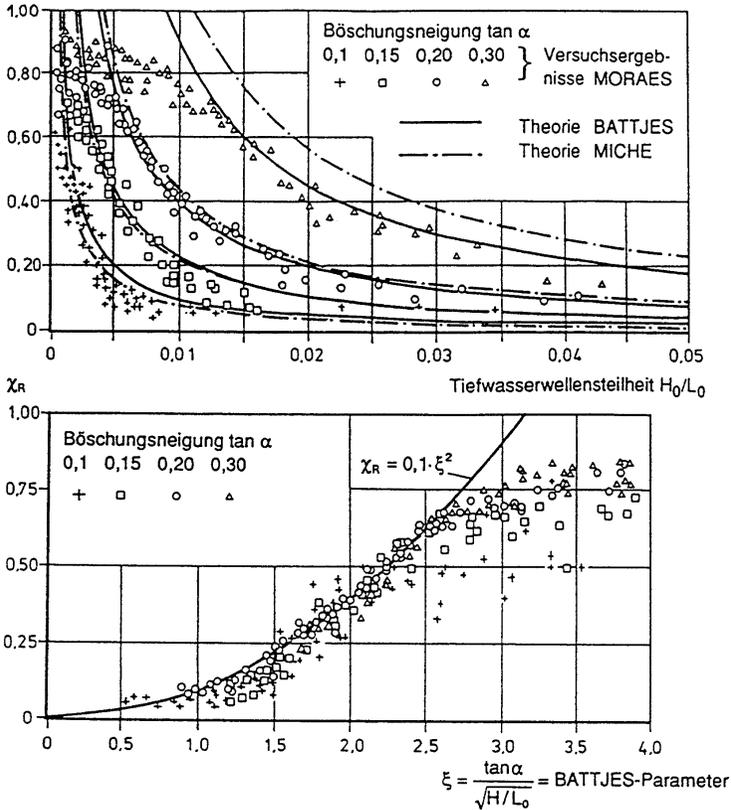


Abb. A 3.29: Reflexion an glatten Böschungen (BATTJES, 1974)

der reflektierenden Wand), so wird verständlich, dass allgemeingültige Angaben zum Reflexionsverhalten an Bauwerken im Schrifttum kaum auffindbar sind. Es muss ferner darauf hingewiesen werden, dass an flachen Böschungen bei schräg anlaufenden Wellen Refraktion das örtliche Wellenfeld verändern kann, welches eine Interpretation erschwert.

Die Bestimmung des Reflexionsverhaltens ist nur auf experimentellem Wege möglich (im einfachsten Fall regelmäßiger Wellen in einem Kanal aus der Schwebung mit einem verfahrenen Wellenpegel, bei unregelmäßigen Wellen mit Mehrpegelsystemen). Dieses ist bei der Bewertung von numerischen Modellen zur Untersuchung der Wellenverhältnisse an Bauwerken, die in der Praxis zunehmend angewandt werden und in denen Reflexionsbedingungen der Modellberandungen vorgegeben werden müssen, zu beachten.

Eine frequenzabhängige Betrachtung des Reflexionsphänomens, wie in Abb. A 3.27 angegeben, ist aus vorgenannten Gründen gegenüber einer frequenzunabhängigen Definition zu bevorzugen, zumal auf der Grundlage von Übertragungsfunktionen zwischen einlaufendem und reflektiertem Spektrum die Beurteilung des Reflexionsverhaltens unter physikalischen Gesichtspunkten erleichtert und auch der experimentelle Aufwand erheblich verringert werden.

Vom Grundsatz her sind unter Kap. 3.4 genannte Ansätze (GODA-Ansatz zur Refraktion bzw. Diffraktion von Richtungsspektren) auch für die Untersuchung komplexer Reflexionsbedingungen brauchbar, einer praktischen Anwendung sind jedoch häufig wegen feh-

lender experimenteller Daten Grenzen gesetzt, hydraulische Modellversuche sind gegenüber theoretisch/mathematischen Untersuchungen zu bevorzugen.

Ergebnisse von Modelluntersuchungen zur Reflexion von Schüttsteinböschungen wurden u. a. von VAN DER MEER (1993) und ALLSOP u. MCCONNEL (in HERBICH, 2000) veröffentlicht (Abb. A 3.30). Aus dem relativ großen Streubereich der Daten wird deutlich, dass weitere Größen wie Schichtdicke und Durchlässigkeit von Unterschichten von Bedeutung sind, aber auch die relative Wassertiefe, wie MUTTRAY (2001) am Beispiel von Messungen an einem geschütteten Wellenbrecher gezeigt hat. Hinweise zur Reflexion an Wellenbrechern unterschiedlicher Bauarten finden sich auch bei TAKAHASHI (in TSINKER, 1997).

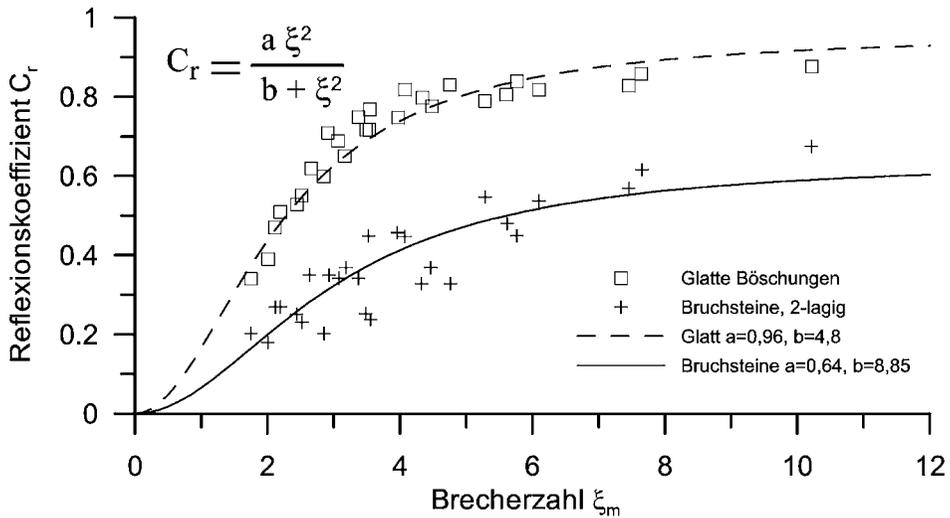


Abb. A 3.30: Reflexionskoeffizienten an glatten und rauen Schüttsteinböschungen (nach ALLSOP u. MCCONNEL, in HERBICH, 2000)

### 3.5.2 Diffraktion

Mit Diffraktion (Streuung) bezeichnet man die Ausbreitung von Wellen hinter Bauwerken und Landvorsprüngen in Bereiche, die nicht direkt dem Seegang ausgesetzt sind.

Als Diffraktion wird auch der „Energietransport in Kammrichtung“ bezeichnet, der bei starken Gradienten im Wellenhöhenverlauf auftritt (z. B. bei Refraktion in entsprechend strukturiertem Gelände, angezeigt durch Konzentrationen von Wellenorthogonalen). Diese Art der Diffraktion wird hier nicht behandelt. Sie wird nur in hydraulischen Modellversuchen oder in geeigneten numerischen Modellen berücksichtigt.

Als Lösungsmethoden für Diffraktionsprobleme stehen grundsätzlich hydraulische Modellversuche, geschlossene theoretische Lösungen und numerische Verfahren zur Verfügung. Mit hydraulischen Modellversuchen können beliebige Seegangsarten, Bauwerksarten und Linienführungen untersucht werden.

Geschlossene theoretische Lösungen auf der Grundlage der linearen Wellentheorie sind für linienförmige, totalreflektierende Bauwerke und einfache Formen der Anordnung formuliert:

- halbumendlicher Wellenbrecher (Lösung nach SOMMERFELD, z. B. in DAEMRICH, 1978)

- einfache Wellenbrecheröffnung, bei der beide Wellenbrecher auf einer Linie liegen und
- freistehender Wellenbrecher (Lösung für kleine Öffnungen oder Bauwerkslänge  $B/L < 2$  nach SOBEY u. JOHNSON, 1986).

Für einfache Wellenbrecheröffnungen können auch Näherungslösungen durch Überlagerung der Lösungen für halbbunendliche Wellenbrecher angegeben werden. Insbesondere für Öffnungen  $B/L \geq 2$  erhält man damit gute Ergebnisse. Für kleine Öffnungen und insbesondere im Nahbereich der Öffnung sollten die exakten Lösungen bevorzugt werden. Überlagerungslösungen haben den Vorteil, dass sie auch auf andere, für Hafenanlagen typische Anordnungen von Wellenbrechern (Öffnungen mit übergreifenden oder versetzten Wellenbrechern, s. a. DAEMRICH, 1978) angewendet werden können.

Für halbbunendliche, totalreflektierende Wellenbrecher liegen Diagramme für verschiedene Anlaufrichtungen vor (DAEMRICH u. KOHLHASE, 1978). Beispiele für die Anlaufrichtungen  $90^\circ$  und  $135^\circ$  sind in Abb. A 3.31 wiedergegeben. Weiterhin ist ein Beispiel für die Diffraktion an Öffnungen in Abb. A 3.32 dargestellt. Weitere Diagramme zur Diffraktion regelmäßiger Wellen hinter Öffnungen finden sich in CERC (1984) und in SOBEY u. JOHNSON (1986).

Diffraktion in natürlichem Seegang kann durch das Überlagerungsverfahren berechnet werden (DAEMRICH, 1996). Da die Richtungsstruktur einen sehr großen Einfluss auf die Wellenhöhenverteilung im Diffraktionsbereich (und auch im Reflexionsbereich vor dem Bauwerk) hat, wird die Anwendung der auch für diese Bedingungen berechneten Diagramme (CERC, 1984; GODA, 1985 u. 2000; DAEMRICH, 1996) dringend empfohlen. Diagramme für regelmäßige Wellen kommen jedoch zur Anwendung bei der Behandlung von Problemen mit sekundärer Diffraktion (Anordnung eines Wellenbrechers in einem bereits durch Diffraktion beeinflussten Wellenfeld), sowie bei langkämmigen Dünungswellen und Schiffswellen.

Beispiele für die Diffraktion von Seegang mit Richtungsstruktur an einem halbbunendlichen Wellenbrecher nach GODA sind in Abb. A 3.33 wiedergegeben, entsprechende Beispiele für Wellenbrecheröffnungen in Abb. A 3.34.

Schließlich sind in Abb. A 3.35 einige Ergebnisse zum Problem der MACH-Reflexion, die, wie in 3.5.1 erläutert, als Diffraktionsproblem im Reflexionsbereich anzusehen ist, bei regelmäßigem und unregelmäßigem Seegang (SCHEFFER, 1985; DAEMRICH u. GÖTSCHENBERG, 1991) dargestellt.

Bei den o.g. Berechnungen mit Richtungsspektren wurde die von MITSUYASU, 1975 empfohlene theoretische Form der Richtungsverteilungsfunktion verwendet:

$$D(f, \theta) = D_0 \cdot \cos^{2s}(\theta/2).$$

Mit:  $D_0$  = Vorfaktor, damit das Integral von  $D(f, \theta)$  über die Richtung zu 1 wird

$\theta$  = Richtung bezogen auf die mittlere Richtung des Seegangs

$s$  = frequenzabhängiger Parameter der Energieverteilung um die mittlere Richtung.

Entsprechend den meist vorliegenden Verhältnissen, dass die Energie im Peak des Spektrums am stärksten um die mittlere Richtung konzentriert ist ( $s_{\max}$ ), wird von GODA (1985 u. 2000) die folgende Variation von  $s$  über die Frequenz vorgeschlagen:

$$s = \begin{cases} s_{\max} \cdot (f/f_p)^5 & \text{für } f \leq f_p \\ s_{\max} \cdot (f/f_p)^{-2,5} & \text{für } f \geq f_p. \end{cases}$$

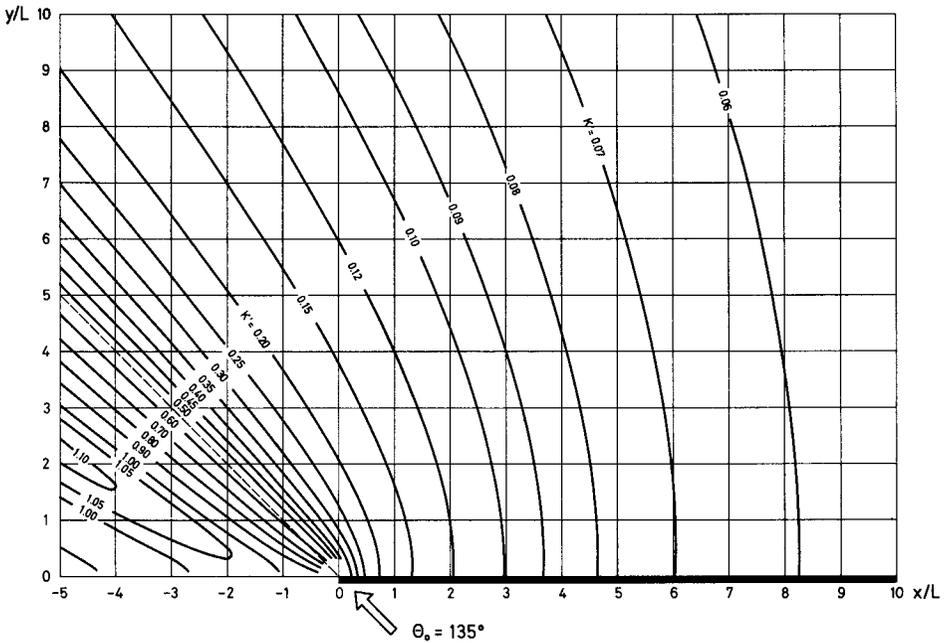
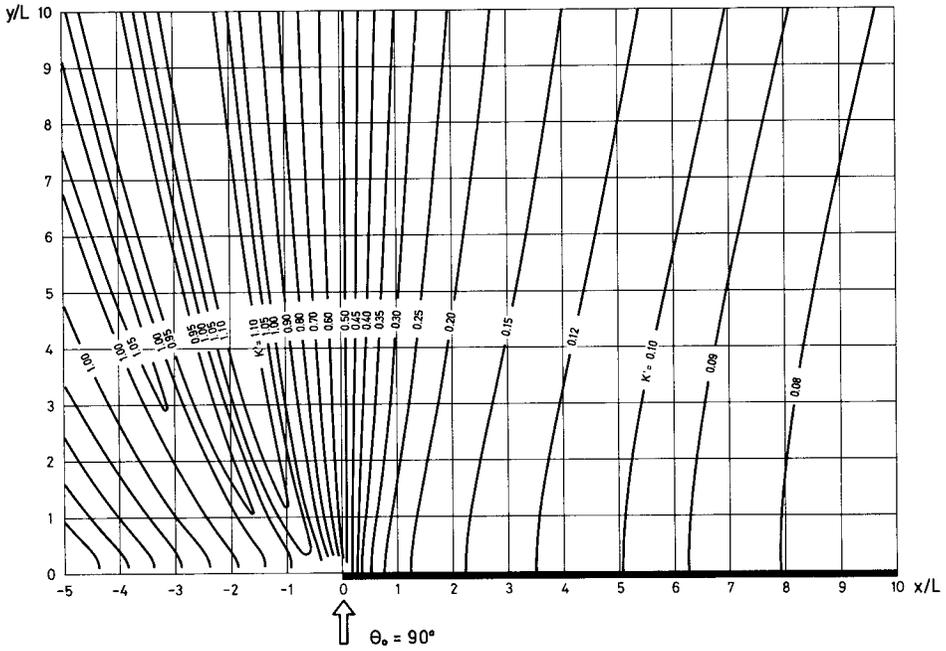


Abb. A 3.31: Diffraction regelmäßiger Wellen an halbenendlichen, totalreflektierenden senkrechten Wänden, SOMMERFELDSche Theorie, Beispiel aus DAEMRICH u. KOHLHASE (1978)

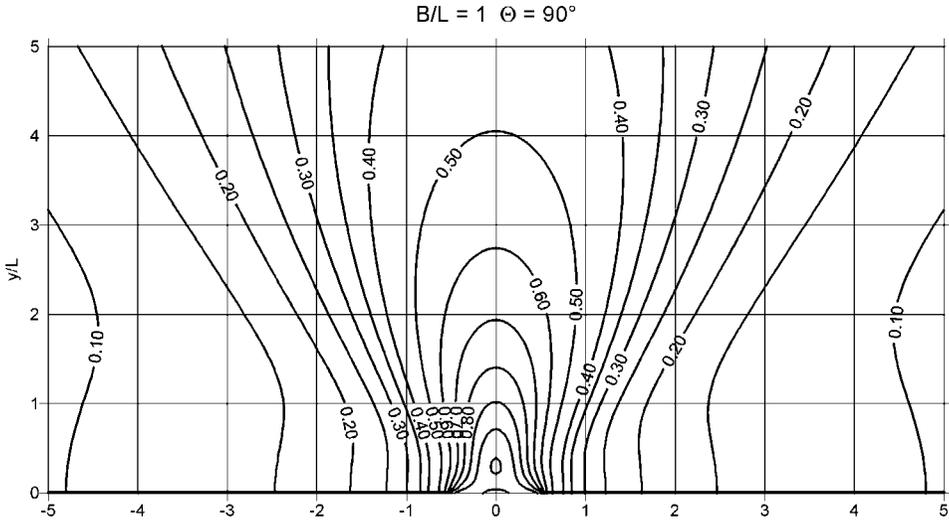


Abb. A 3.32: Beispiel für ein Diffraktionsdiagramm für eine einfache Wellenbrecheröffnung (regelmäßige Wellen,  $B/L = 1$ ,  $\theta = 90^\circ$ ) nach SOBEY u. JOHNSON (1986)

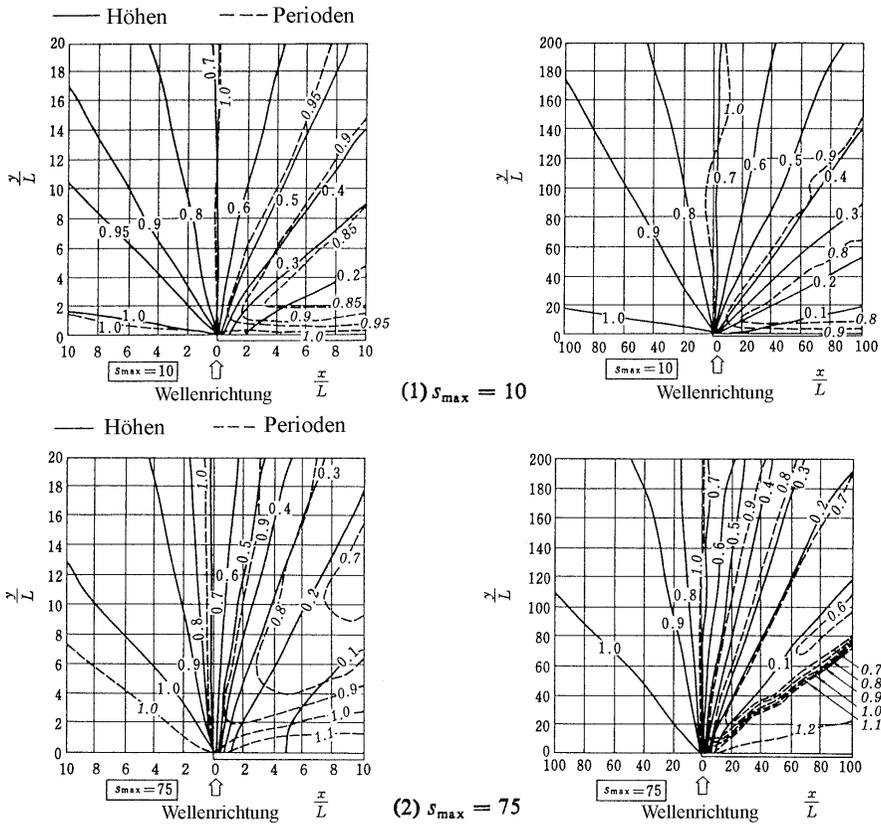


Abb. A 3.33: Diffraction von Seegangsspektren, halbenendlicher Wellenbrecher (CERC, 1984)

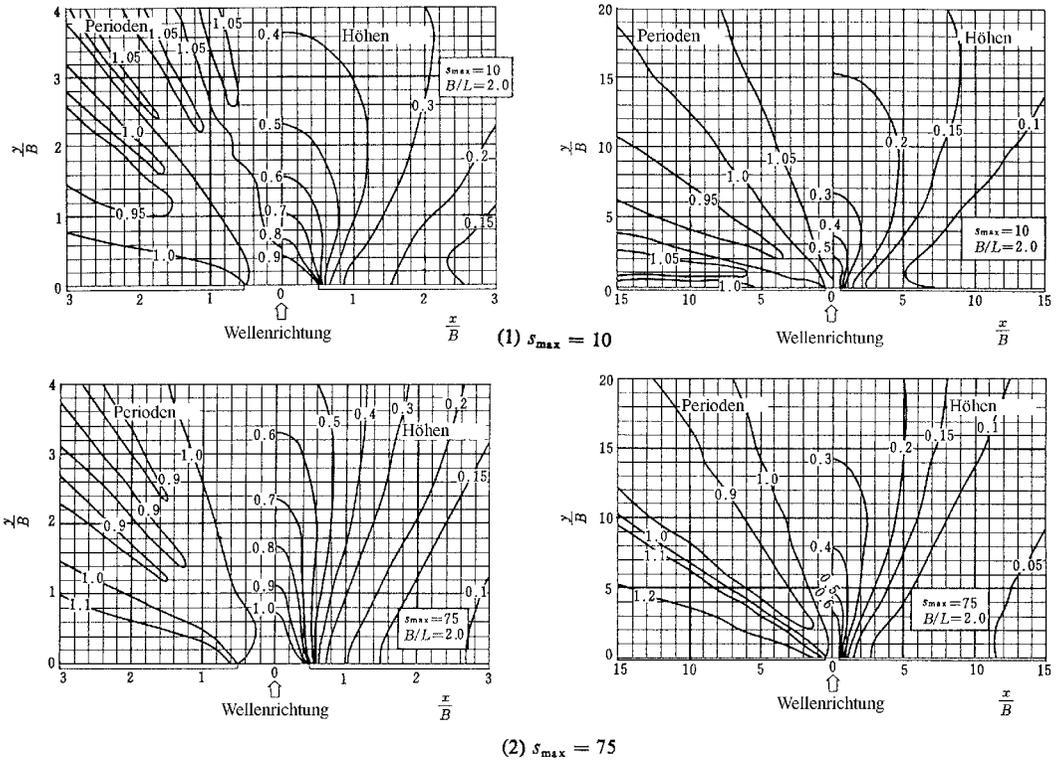


Abb. A 3.34: Diffraction von Spektren an Öffnungen (CERC, 1984)

Der Größtwert der Verteilungsfunktion  $s_{\max}$  ist abhängig vom Windfeld und von der Entstehungsgeschichte des Seegangs. Nach GODA (1985 u. 2000) kann angenommen werden:  
 $s_{\max} = 10$  für Windwellen,  
 $s_{\max} = 25$  für Dünung geringen „Alters“ (short decay distance), Wellen mit vergleichsweise großer Steilheit, und  
 $s_{\max} = 75$  für alte Dünung mit langen Laufstrecken (long decay distance), Wellen mit vergleichsweise geringer Steilheit.

Numerische Berechnungsverfahren auf der Grundlage der linearen Wellentheorie und BOUSSINESQ-Modelle haben keine Einschränkungen hinsichtlich der Linienführung der Bauwerke. Es gibt jedoch gegenüber Modellversuchen Einschränkungen hinsichtlich der Nachbildung der Bauwerksquerschnitte. Die numerischen Modelle auf der Grundlage der linearen Wellentheorie müssen ebenfalls ggf. nach dem Überlagerungsverfahren zu Lösungen für unregelmäßigen Seegang überlagert werden.

### 3.5.3 Wellentransmission

An teildurchlässigen Bauwerken (z. B. schwimmenden Wellenbrechern, Tauchwandkonstruktionen oder Schlitzwänden) wird ein Teil der Wellenenergie transmittiert. Hinweise hierzu sind bei KOHLHASE (1983) gegeben. Neuere Untersuchungen zu horizontalen

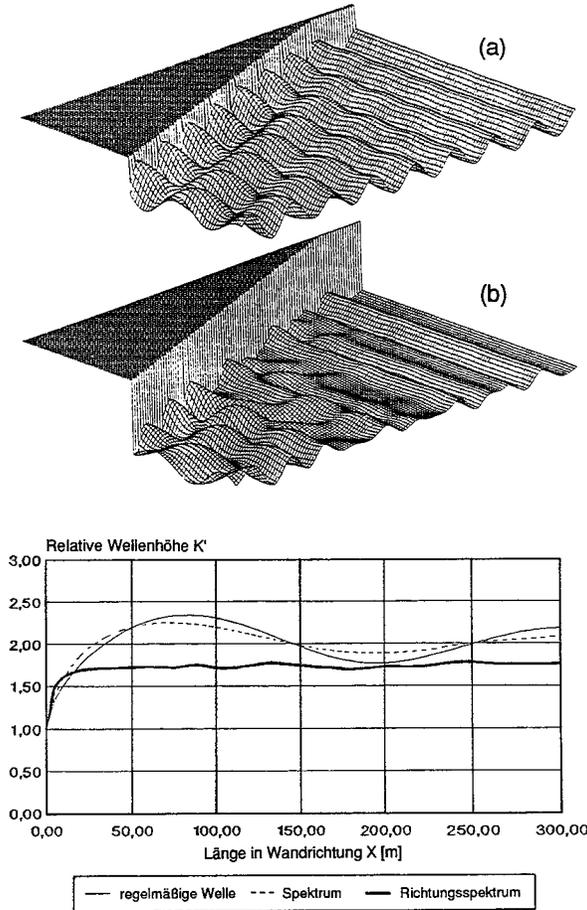


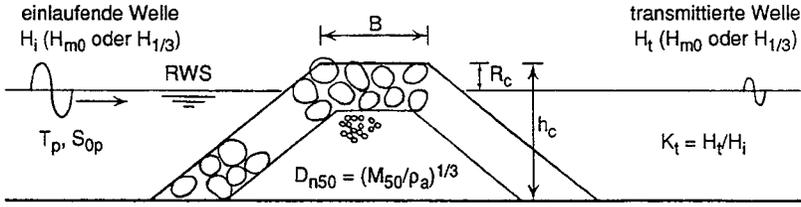
Abb. A 3.35: MACH-Reflexion von regelmäßigen Wellen und Spektren; oben: Wellenfeld vor einer senkrechten Wand bei regelmäßigem (a) und unregelmäßigem (b) Seegang (SCHEFFER, 1985); unten: Wellenhöhenverlauf in Wandrichtung für regelmäßige Wellen, eindimensionales Spektrum und Richtungsspektrum, Beispiel (DAEMRICH u. GÖTSCHENBERG, 1991)

Schlitzwänden wurden von BERGMANN (2001) durchgeführt. Wegen der vergleichsweise geringen Bedeutung für Aufgaben im Küstenschutz wird auf detaillierte Darstellung, insbesondere Untersuchungen zum Einfluss von Seegangsspektren auf die Wellentransmission, oder zur Überlagerung von Transmission und Diffraktion an durchlässigen Bauwerken (z. B. EGGERT u. KOHLHASE, 1980 und EGGERT, 1983) nicht näher eingegangen.

Hinweise zur Wellentransmission an Unterwasserwellenbrechern enthalten insbesondere die Arbeiten von VAN DER MEER u. D'ANGREMOND (1991) und D'ANGREMOND et al. (1996).

Die Autoren haben aus dem Schrifttum ableitbare Ergebnisse zur Transmission an Schüttsteinwellenbrechern mit niedriger Kronenhöhe, ergänzt durch eigene Modellversuche, analysiert.

Der folgende vereinfachende Ansatz zur Ermittlung der Wellentransmission wird angegeben (Abb. A 3.36):



a) Definitionsskizze

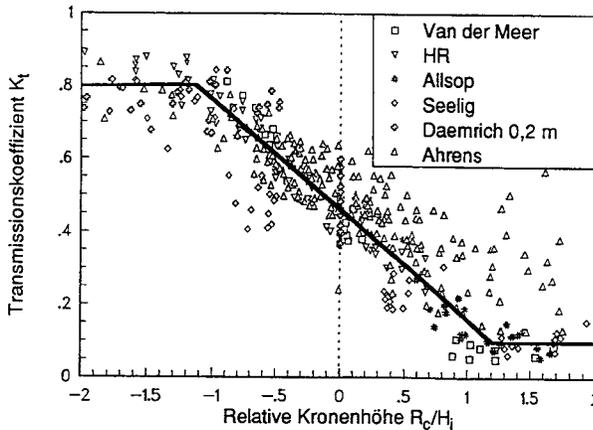


Abb. A 3.36: Wellentransmission an Schüttsteinwellenbrechern mit niedriger Kronehöhe (VAN DER MEER u. D'ANGREMOND, 1991)

$$\begin{aligned} \text{Für } -2,0 < R_c/H_i < -1,13: K_t &= 0,80 \\ \text{für } -1,13 < R_c/H_i < 1,2: K_t &= 0,46 - 0,3R_c/H_i \\ \text{für } 1,2 < R_c/H_i < 2,0: K_t &= 0,10. \end{aligned}$$

Hierin bedeutet:

$R_c$  = Höhenlage des Wellenbrechers über dem Ruhewasserspiegel

$H_i$  = signifikante Wellenhöhe der anlaufenden Welle ( $H_{m0}$  oder  $H_{1/3}$ )

$K_t$  = Transmissionskoeffizient =  $H_t/H_i$

$H_t$  = signifikante Wellenhöhe der transmittierten Wellen ( $H_{m0}$  oder  $H_{1/3}$ ).

Zur Erklärung der nicht unerheblichen Streuungen der Ergebnisse verschiedener Autoren wurden die Versuchsbedingungen näher betrachtet. Es wird ein erweiterter Ansatz der folgenden Form vorgeschlagen:

$$K_t = a \cdot R_c/D_{n50} + b$$

mit:

$D_{n50} = (M_{50}/\rho_a)^{1/3}$  = nominaler Durchmesser der Schüttsteine des Wellenbrechers

$M_{50}$  = mittlere Masse

$\rho_a$  = Dichte des Steinmaterials.

Für die Koeffizienten a und b werden die folgenden empirischen Gleichungen angegeben:

$$a = 0,031 \cdot H_i/D_{n50} - 0,24$$

$$b = -5,42 s_{op} + 0,0323 H_i/D_{n50} - 0,0017 (B/D_{n50})^{1,84} + 0,51$$

mit

B = Kronenbreite des Wellenbrechers

$s_{op}$  = Wellensteilheit =  $2\pi \cdot H_s / (g \cdot T_p^2)$

( $H_s$  am Fußpunkt des Wellenbrechers,  $T_p$  = Peakperiode).

Als Gültigkeitsbereich der erweiterten Gleichung geben die Autoren an:

$$1 < H_i/D_{n50} < 6 \quad 0,01 < s_{op} < 0,05 \quad K_{t,min} = 0,075 \quad K_{t,max} = 0,75.$$

Ein ähnlicher Ansatz wird auch für die Wellentransmission an aus einheitlichem Material (ohne Filterschichten) aufgebauten Wellenbrechern und niedriger Kronenhöhe (sog. reef-type breakwater) angegeben, bei denen eine Verformung unter Seegangsbelastung zugelassen wird. Auf eine Wiedergabe der Gleichungen wird hier verzichtet.

In der Veröffentlichung von D'ANGREMOND et al. (1996) haben die Autoren, im Wesentlichen aufbauend auf den gleichen Daten, verbesserte Formeln angegeben, die ohne Bezug zu  $D_{n50}$  auskommen. Damit kann die Transmission an Bauwerken mit glatter undurchlässiger Oberfläche (impermeable) und geschütteten Bauwerken (permeable) berechnet werden. Statt der Wellensteilheit  $s_{op}$  wird in den Formeln der Brecherbeiwert

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot H_{si}}{g \cdot T_p^2}}}$$

verwendet, der auch die Böschungsneigung  $\tan \alpha$  enthält. Es werden die folgenden Formeln gegeben:

Geschüttete Wellenbrecher (permeable)

$$K_t = -0,4 \frac{R_c}{H_{si}} + \left( \frac{B}{H_{si}} \right)^{-0,31} \cdot \left( 1 - e^{-0,5\xi} \right) \cdot 0,64$$

Undurchlässige Wellenbrecher (impermeable)

$$K_t = -0,4 \frac{R_c}{H_{si}} + \left( \frac{B}{H_{si}} \right)^{-0,31} \cdot \left( 1 - e^{-0,5\xi} \right) \cdot 0,80$$

Gültigkeitsbereich der Formeln:

$$0,075 < K_t < 0,80.$$

Weitere Ergebnisse aus hydraulischen Modelluntersuchungen und numerischen Modellrechnungen sind auch in DAEMRICH et al. (2001) gegeben. Spezielle Untersuchungen für Sommerdeiche (sehr flach geneigte Böschungen auf einem Vorland) von MAI et al. (1998) ergaben bei gleichem Aufbau der Formeln den folgenden Zusammenhang:

$$K_t = -0,41 \frac{R_c}{H_{s,i}} + \left( \frac{B}{H_{s,i}} \right)^{-0,48} \cdot \left( 1 - e^{-2,59\xi} \right) \cdot 0,58.$$

Die Bedeutung natürlicher Riffe auf die Energiedissipation an Brandungsküsten ist allgemein bekannt. Verschiedene Ansätze wurden entwickelt (vgl. auch Kap. 3.4.4), die die Umformung des Seegangs an sandigen Küsten beschreiben. Von den Ansätzen zur Berechnung der Wellentransmission an einem einer sandigen Küste vorgelagerten Brandungsriff wird hier nur der Ansatz von PARTENSKY et al. (1988) erwähnt, der auf TUCKER, CARR u. PITT (1983) zurückgeht und an umfangreichen Messungen mit Richtungswellenbojen für die Verhältnisse vor Sylt verifiziert wurde (STROTMANN u. KOHLHASE, 1991).

Ausgehend von der Annahme RAYLEIGH-verteilter Wellen wird die Wirkung eines Riffs auf das Brechen einzelner hoher Wellen und die damit verbundene Energieabnahme beschrieben. In der theoretischen Beziehung

$$H_{s,i}^2 = K_{s,i}^2 \cdot K_{r,i}^2 \cdot H_{s,0}^2 \left\{ 1 - \left[ 1 + \frac{2H_{k,R}^2}{H_{s,0}^2} \left( \frac{1}{K_{s,R}^2 K_{r,R}^2} - 1 \right) \right] \exp \left( \frac{-2H_{k,R}^2}{K_{s,R}^2 K_{r,R}^2 H_{s,0}^2} \right) \right\}$$

- mit:
- $H_{s,i}$  = signifikante Inshore Wellenhöhe
  - $H_{s,0}$  = signifikante Offshore Wellenhöhe
  - $H_{k,R}$  = kritische Wellenhöhe auf dem Riff
  - $K_{s,R}$  = Shoalingkoeffizient bis zum Riff
  - $K_{r,R}$  = Refraktionskoeffizient bis zum Riff
  - $K_{s,i}$  = Shoalingkoeffizient bis zur Inshore Messstation
  - $K_{r,i}$  = Refraktionskoeffizient bis zur Inshore Messstation

ist die kritische Wellenhöhe auf dem Riff in erster Linie eine Funktion der tideabhängigen Wassertiefe  $d_R$  auf dem Riff. Nach verschiedenen Autoren gilt:

$$H_{k,R}/d_R = \text{konst.}$$

Wie Abb. A 3.37 verdeutlicht, kann aufgrund von Variationsrechnungen die Konstante für die Verhältnisse vor Sylt im Bereich der durch Messungen erfassten Seegangs- und Wasserstandsparameter zu 0,4 angenommen werden.

Abb. A 3.38 zeigt eine vergleichende Darstellung (vgl. Kap. 3.2.3) der wasserstandsabhängigen Offshore- und Inshore-Wellenenergien getrennt für das Sommer- und Winterhalbjahr.

Aufgrund der Tatsache, dass die Riffbrandung bei geringer Wassertiefe auch schon bei kleinen Wellenhöhen einsetzt, wäre zunächst eine größere Energieabnahme für niedrige Wasserstände zu vermuten. Da höhere Wasserstände in der Regel aber auch mit größeren Wellenhöhen (insbesondere bei Sturmfluten) auftreten, wird dieser Effekt zum Teil kompensiert. Aus den Ergebnissen wird deutlich, dass bereits geringfügige Veränderungen der Höhenlage eines Riffs die Wellenenergie im Riff-Rinne-System beachtlich verändern können.

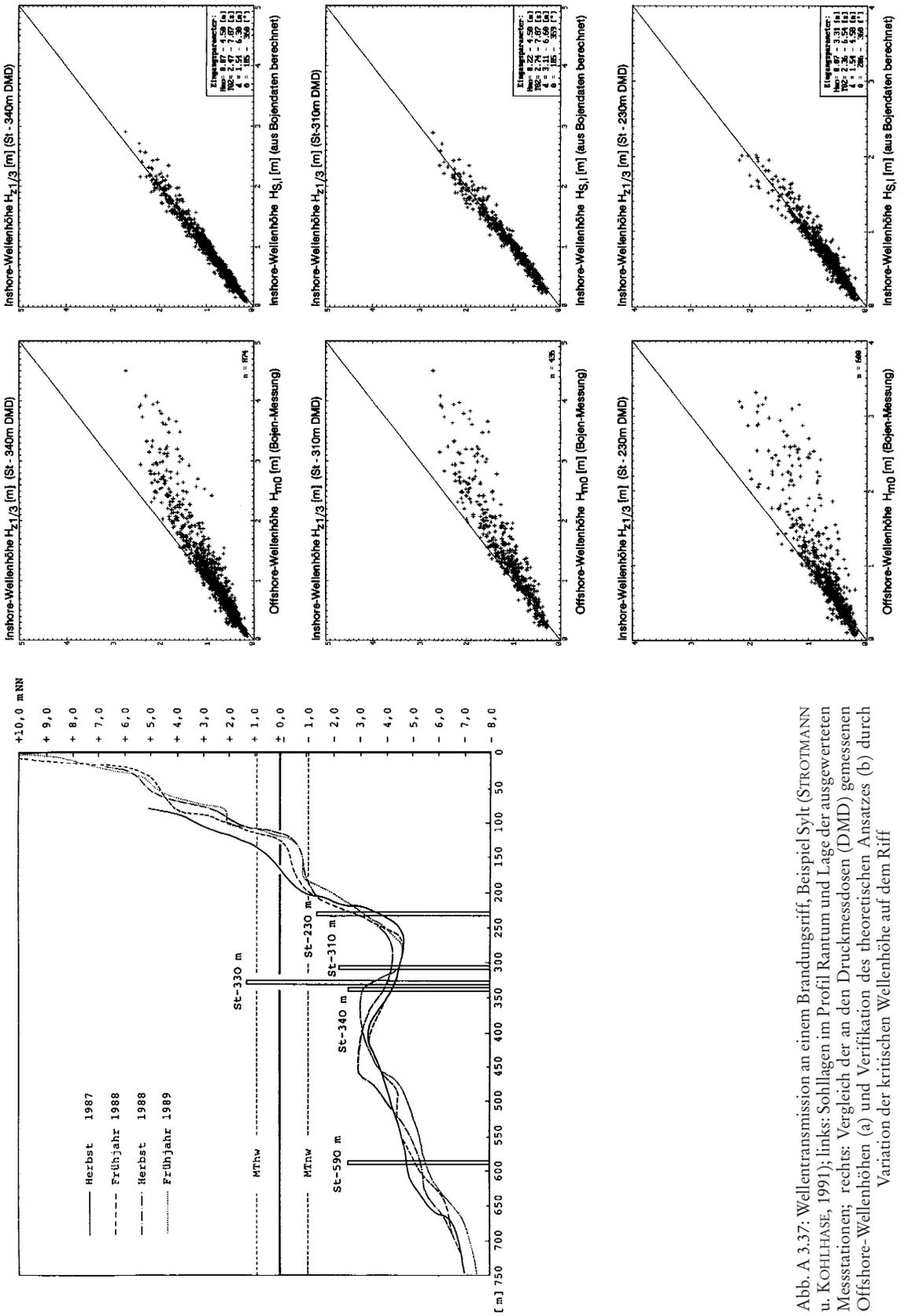


Abb. A. 3.37: Wellentransmission an einem Brandungriff, Beispiel Sylt (STROTSMANN u. KOHLHASE, 1991); links: Sohlagen im Profil Rantum und Lage der ausgewerteten Messstationen; rechts: Vergleich der an den Druckmessenden (DMD) gemessenen Offshore-Wellenhöhen (a) und Verifikation des theoretischen Ansatzes (b) durch Variation der kritischen Wellenhöhe auf dem Riff

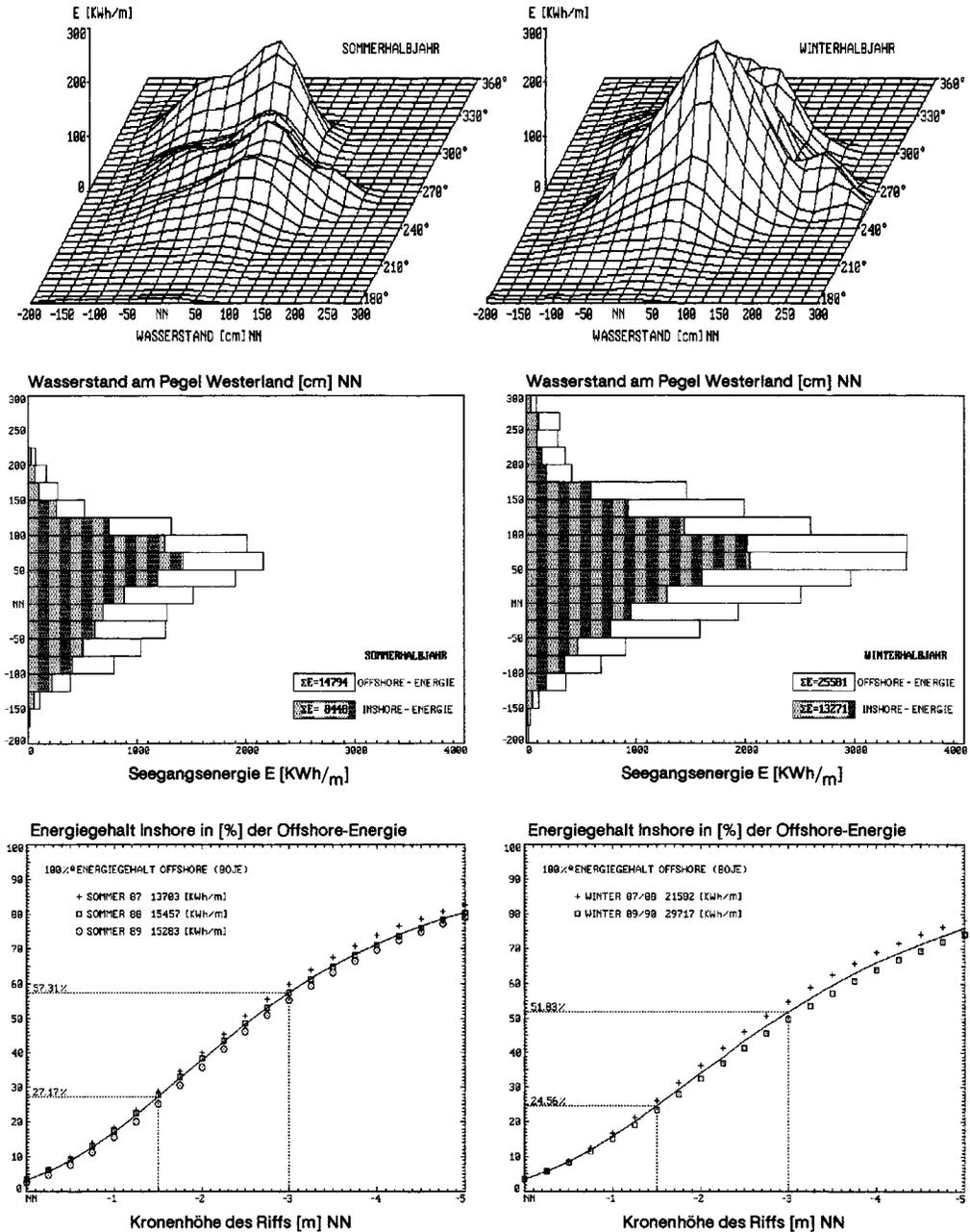


Abb. A 3.38: Vergleichende Darstellung der Offshore- und Inshore Wellenenergien und Einfluss der Kronenhöhe des Riffs, Beispiel Sylt (STROTMANN u. KOHLHASE, 1991)

## 3.5.4 Wellenauflauf

Einfluss auf die örtlichen Wellenbedingungen hat neben den vorher genannten bauwerksbedingten Einflüssen in Verbindung mit der Wellenreflexion und unter bestimmten Bedingungen auftretender Druckschlagbeanspruchung (vgl. Kap. 3.5.5) der Wellenauflauf an Böschungen. Der Wellenauflauf (hierzu insbesondere FÜHRBÖTER et al. (1989) sowie im Kapitel 4 angegebenes Schrifttum) entsteht, indem nach dem Brechen der Wellen der in die Brandungszone transmittierte Anteil der potentiellen Energie größtenteils in kinetische Energie umgesetzt wird. Es entsteht eine landwärts auf die Böschung hochschießende Wassermasse, bei der die kinetische Energie – außer durch Verlusten infolge Sohl- und Durchmischungsreibung – wieder in potentielle Energie umgesetzt wird. Beim Erreichen des höchsten Anlaufpunktes an der Böschung ist dann die kinetische Energie vollständig in potentielle Energie umgesetzt, es tritt Bewegungsumkehr (Wellenrücklauf oder Wellenablauf) ein. Der Rücklaufschwamm stürzt in den Leehang der nachfolgenden Welle und kann die Lage des Brechpunktes dieser Welle erheblich beeinflussen (vgl. auch Kap. 3.4.4). Ein Teil der Energie des Rücklaufschwammes wird beim Brechen der nachfolgenden Welle aufgezehrt, ein Teil wird seawärts reflektiert, was um so mehr der Fall ist, je steiler die Böschungen und je länger die Wellen werden.

Einen großen Einfluss auf den Wellenauflauf hat die zeitliche Abfolge der Wellen (TAUTENHAIN, 1981), welche eine unmittelbare Zuordnung der Auflaufhöhen zu Wellenhöhen bzw. -perioden ausschließt. Wegen der Bedeutung des Wellenaufbaus und ggf. damit verbundenen Wellenüberlaufs für den Entwurf und die Bemessung werden Ansätze zur Ermittlung des Wellenaufbaus, der außer von der Wellenhöhe und Wellenrichtung, der Periode und deren zeitlichen Abfolge im Wesentlichen durch die Böschungsneigung und deren Rauheit bzw. das Wellenabsorptionsvermögen der Deckschicht bestimmt wird, im Kap. 4 detaillierter behandelt.

## 3.5.5 Druckschlag

Druckschläge entstehen überall dort, wo eine Flüssigkeitsoberfläche nahezu planparallel mit der Geschwindigkeit  $v$  mit einer festen Berandung zusammentrifft. Außer im Wasserbau sind Druckschläge auch aus dem Schiffbau (Seeschlag oder slamming) bekannt. Im Moment des Aufschlages der Flüssigkeit (hier: Brecherzunge) auf den Festkörper werden infolge der Trägheit der beteiligten Massen Druckspannungen erzeugt, die ein Vielfaches des stationären Staudruckes ( $p = \rho \cdot v^2/2$ ) betragen können. Nach kurzer Dauer, die um Zehnerpotenzen kleiner als die der Wellenperiode  $T$  ist, werden diese Spannungsspitzen durch eine seitliche Entlastung (Ausschleudern von Spritzwasser) wieder abgebaut.

Der theoretische Größtwert druckschlagzeugter Druckspannungen tritt auf, wenn vorausgesetzt wird, dass der Impuls der aufschlagenden Wassermasse allein durch die Elastizität des Wassers aufgenommen werden muss. In einer theoretischen Ableitung zeigte FÜHRBÖTER (1966), dass die Elastizität der während des Aufschlages in der Aufschlagfläche eingeschlossenen bzw. im Wasser in Form von Blasen gelösten Luft den theoretischen Größtwert maßgeblich dämpft. Ausgehend von der Voraussetzung, dass die Menge der an dem Aufschlag beteiligten Luft als natürlicher Prozess der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach dem GAUSSSchen Wahrscheinlichkeitsgesetz folgt, zeigte FÜHRBÖTER, dass auch bei regelmäßigen Wellen die Druckschlagmaxima stochastisch sind. Sie können durch eine Extremalverteilung in Form der logarithmischen Normalverteilung beschrieben werden. Die Gültigkeit dieses Wahrscheinlichkeitsgesetzes wurde sowohl in Prallstrahlversuchen als

auch an Deichböschungen in der Natur und im hydraulischen Modell nachgewiesen (WITTE, 1988).

Im Gegensatz zu den beim Brechen der Wellen entstehenden Druckschlagwirkungen auf marine Bauwerke, wie Molen und Wellenbrecher mit senkrechten Wänden, sind bei der Druckschlagbelastung von Böschungen nicht so sehr die durch den Druckschlag erzeugten Kräfte und Momente, sondern im Wesentlichen die bei dem Druckschlag entstehenden maximalen Druckspannungen entscheidend.

Das Druckschlagproblem und damit verbundene Fragen des Entwurfs und der Bemessung sind Gegenstand intensiver Forschung im Großen Wellenkanal (GWK) der Universität Hannover und Braunschweig. Weiterführende Hinweise enthält Kap. 4.

### 3.6 Ermittlung von Seegangsdaten

#### 3.6.1 Allgemeines

In den vorherigen Kapiteln wurden Ansätze erläutert, wie Momentanzustände der Wellenbewegung durch flaches Wasser bzw. durch Wechselwirkungen mit Bauwerken entstehende Veränderungen des Seegangs beschrieben werden können.

Die Anwendung von Wellentheorien oder theoretisch/empirischen Ansätzen für den Entwurf und die Bemessung von Küstenschutzwerken (vgl. Kap. 4) erfordert die Parametrisierung zeitlich veränderlicher Seegangssituationen in der Weise, dass Wellenhöhen-, Wellenperioden- und Wellenrichtungsparameter ermittelt werden, die in ihrer Wirkung dem jeweils betrachteten Seegangszustand entsprechen. Die Planung und Durchführung eines ggf. erforderlichen Modellversuches, z. B. zur Untersuchung der Standsicherheit eines Bauwerkes, aber auch die Anwendung von entsprechenden numerischen Modellen, des Überlagerungsverfahrens oder des Häufigkeitsverfahrens verlangt die Definition eines Bemessungsspektrums, der zugehörigen Zeitreihe, der Seegangssituation oder einer Statistik von Wellenhöhen und zugehörigen Wellenperioden. Hierfür muss der Seegang in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung bekannt sein, um in Verbindung mit langzeitstatistischen Methoden (s. Kap. 3.7.3 und Kap. 8) ein Bemessungsspektrum oder eine Bemessungswelle festlegen zu können. Sofern diese Seegangsinformationen nicht aus örtlich vorhandenen Seegangsstatistiken abgeleitet werden können, müssen diese auf theoretischem Wege oder durch Messungen bestimmt werden.

Im Folgenden werden einführende Hinweise zur Berechnung von Seegangszuständen auf der Grundlage von Windinformationen im Planungsgebiet und Ansätze zur Seegangsrechnung für einfache Windfelder gegeben. Die Hinweise zur Durchführung von Seegangsmessungen werden auf einige konzeptionelle Überlegungen und Methoden der Auswertung beschränkt. Bei Seegangsberechnungsverfahren wird (RICHTER, 1979) unterschieden in Seegangsvorhersageverfahren (Forecasting) und in die Berechnung zurückliegender Seegangszustände aus bekannten Winddaten (Hindcasting). Hinsichtlich der formelmäßigen Zusammenhänge sind jedoch keine Unterschiede vorhanden, so dass hier der bekanntere Begriff Seegangsvorhersageverfahren als Oberbegriff verwendet wird.

Zu den Seegangsvorhersageverfahren ist anzumerken, dass für viele Seegebiete von den meteorologischen Diensten routinemäßig numerische Seegangsmodelle betrieben werden, deren Ergebnisse auf der Grundlage von ebenfalls vorhergesagten Windverhältnissen gewonnen werden. Die berechneten Seegangparameter sind prinzipiell bei diesen Stellen erhältlich. Wegen der groben Rasterung sind die Daten nicht für alle Küstenbereiche als direkte

Eingangswerte geeignet, sie können aber u.U. zur Definition von Randbedingungen für küstennahe Modelle von Nutzen sein.

Neben Seegangsmessung und Seegangsberechnung können zur Vorabinformation und für Vorplanungen auch die folgenden Datenquellen von Bedeutung sein:

- Befragungen vor Ort
- Messdaten aus benachbarten vergleichbaren Gebieten
- Seegangsdaten aus Schiffsbeobachtungen
- Zusammenstellungen in Tafelwerken (HOGBEN, N. u. LUMB, F.E.: *Ocean Wave Statistics*. London, Her Majesty's Stationery Office, 1967; HOGBEN, N.; ACUNHA, N.M.C. u. OLLIVER, G.F. (1985): *Global Wave Statistics*. Published for British Maritime Technology by Unwin Brothers Limited, 1985
- Spezielle Aufbereitung von Seegangsdaten aus Schiffsbeobachtungen durch den Deutschen Wetterdienst, Niederlassung Hamburg, Geschäftsfeld Seeschifffahrt (beliebig vorgegebene Gebiete)
- Seehandbücher.

### 3.6.2 Seegangsvorhersageverfahren

#### 3.6.2.1 Einführende Hinweise und Ziele

Neben anderen bei RICHTER (1979) genannten Aufgaben verfolgen Seegangsvorhersageverfahren für Problemstellungen des Küstenschutzes primär das Ziel, über Beziehungen zwischen Windbedingungen und Seegangbedingungen im Planungsgebiet die häufig langzeitstatistisch verfügbaren Windinformationen mit einer Seegangsstatistik zu verknüpfen. Windinformationen können dabei sowohl von direkten Messungen an einer repräsentativen Messstation als auch durch Wettervorhersagen (mit entsprechenden Unsicherheiten) erhalten werden. Letzteres bietet sich vor allem für eine Vorhersage von Extremsituationen, z. B. unter Sturmflutbedingungen, an.

Die Notwendigkeit der Verknüpfung einer Windstatistik mit einer Seegangsstatistik (vgl. Kap. 3.7) ergibt sich vor allem für eine statistisch gesicherte Abschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeiten besonders hoher Wellen in langen Zeiträumen (z. B. für Standsicherheitsnachweise von Küstenschutzwerken), zumal – wenn überhaupt – Seegangsmessungen nur über vergleichsweise kurze Zeiträume durchgeführt werden können. Sie kann sich aber auch auf normale Seegangssituationen beziehen, um beispielsweise durch Geräteausfälle bedingte Datenlücken zumindest näherungsweise zu schließen. Letzteres ist vornehmlich wichtig für funktionelle Fragestellungen, z. B. die Berechnung der zeitlich veränderlichen, durch Seegang an Brandungsküsten im Küstenlängs- und -quertransport bewegten Sedimente.

Bis zum Beginn des zweiten Weltkrieges standen zur Seegangsvorhersage lediglich Faustformeln zur Verfügung. Mit Beginn der 40er-Jahre wurden dann empirische Beziehungen zwischen Windgeschwindigkeit, Windwirklänge (Fetch) und Winddauer aufgestellt, z. B. von SVERDRUP, MUNK u. BRETSCHNEIDER (SMB-Methode) und PIERSON, NEUMANN u. JAMES (PNJ-Methode). Doch erst die Ergebnisse der unter internationaler Beteiligung 1968 vor der Insel Sylt begonnenen Großexperimente des „Joint North Sea Wave Project“ (JONSWAP), in Verbindung mit theoretischen Methoden (HASSELMANN et al., 1973) brachten den Durchbruch im Verständnis der Seegangsentwicklung und lieferten die Grundlagen für die Entwicklung moderner numerischer Seegangsberechnungsmodelle. Danach sind

nichtlineare Wechselwirkungen der Haupteinflussfaktor, der die Entwicklung des Seegangs steuert und die JONSWAP-Form der Spektren begünstigt (HASSELMANN et al., 1973; RICHTER, 1979 und 1981; s. auch Kap. 3.3.5).

Für die Nachbildung komplexer Windsituationen müssen numerische Berechnungen durchgeführt werden. Für einfache Windfelder können signifikante Seegangsparameter über Gleichungen und aus Diagrammen ermittelt werden.

Die Seegangsberechnungsmodelle liefern gute Ergebnisse für Tiefwasserverhältnisse. Die Bodeneinflüsse im Übergangs- und Flachwasserbereich sind weniger gut erforscht und können nicht mit gleicher Sicherheit in Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. Dennoch sind theoretisch/empirische Ansätze für die bei der Seegangsberechnung im Flachwasser beteiligten Einflüsse mittlerweile sehr weitgehend formuliert, so dass auch in numerischen phasengemittelten Flachwassermodellen (wie z. B. SWAN) der Windeinfluss in Verbindung mit den üblichen Flachwassereffekten für beliebig berandete Gebiete berücksichtigt werden kann. Die Vielfalt der vorzuziehenden Parameter und der zu wählenden Formulierungen für bestimmte physikalische Prozesse setzt Erfahrung und sorgfältige Prüfung voraus, um zu zutreffenden Ergebnissen zu gelangen. Insbesondere in der Nähe von Küstenlinien die annähernd in Windrichtung verlaufen, sind die Ergebnisse auch deutlich abhängig von den Vorgaben der Richtungseigenschaften des Seegangs.

### 3.6.2.2 Definitionen und Eingangsgrößen

Seegangsberechnungsverfahren liefern im einfachsten Fall die signifikanten spektralen Seegangsparameter  $H_s = H_{m0}$  und  $T_p$  (vgl. Kap. 3.3). Eingangsgrößen in die Formeln oder Diagramme der Seegangsberechnungsverfahren für einfache Windfelder sind:

- Windgeschwindigkeit  $U$  [m/s]
- Winddauer  $t$  [s]
- Einwirklänge des Windes (Fetch)  $x$  [m].

Wegen der zeitlichen und örtlichen Veränderlichkeit des Windes können diese Eingangswerte nicht immer zweifelsfrei festgelegt werden. Meist sind jedoch sinnvolle Eingrenzungen möglich.

Bei der Anwendung von Formeln und Diagrammen wird vorausgesetzt, dass die Windgeschwindigkeit  $U$  in 10 m Höhe gegeben ist.

Für Umrechnungen der Windwerte aus anderen Messhöhen, die Abschätzung von Einflüssen durch den Messort, Ermittlung charakteristischer Mittelwerte etc. wird neben den in Kap. 3.4 gegebenen Hinweisen auf das Schrifttum (z. B. Shore Protection Manual, CERC, 1984) verwiesen.

In den Diagrammen und Formeln des SPM wird statt der Windgeschwindigkeit  $U_{10}$  der „wind stress factor“  $U_A$  zugrunde gelegt. Es ist:

$$U_A = 0,71 \cdot U_{10}^{1,23}.$$

Von der Anwendung dieser Modifikation, die zu stark überhöhten Wellenparametern führen kann, wird jedoch abgeraten (pers. comm. RICHTER/ROSENTHAL, s. auch BISHOP et al., 1992). Wird der Seegangsvorhersage  $U_{10}$  zugrunde gelegt, entsprechen die Formeln denen in der Veröffentlichung von HASSELMANN et al. (1973).

Die Einwirklänge des Windes (Fetch) kann entweder geometrisch durch die Größe der Wasserfläche oder durch die Größe des Windfeldes begrenzt sein.

In einfachen Fällen ist der Fetch die Entfernung zwischen dem Ort, für den die Berechnung durchgeführt wird, und der Grenze der Wasseroberfläche in Windrichtung (straight-line fetch). Bei sehr unregelmäßiger Begrenzung wird empfohlen, das arithmetische Mittel der Entfernungen in einem Sektor von etwa  $\pm 15^\circ$  um die Windrichtung zu bilden. Die früher empfohlene Berechnung eines effektiven Fetches mit Cosinuswichtung darf nicht in Verbindung mit den hier gegebenen Formeln und Diagrammen angewendet werden, da sie auf einer zu hohen Einschätzung der Wellenenergie im Bereich kurzer Windwirklängen durch die SMB-Methode beruht.

DONELAN (1980) und SMITH (1991) haben die Methode des „straight-line fetch“ insofern verbessert, dass sie zunächst die Richtung des maximalen Windeintrages (die dann auch die mittlere Wellenrichtung ist) ermitteln, die je nach Form der Wasseroberfläche von der Windrichtung abweicht. Diese Richtung wird (unter Annahme einer Abminderung der wirksamen Windgeschwindigkeit mit dem Cosinus des Winkels zwischen Windrichtung und Wellenrichtung) durch Maximierung der Peakperiode bestimmt. SMITH geht dabei von über Sektoren von  $15^\circ$  gemittelten Fetchlängen aus. In dem in diesem Zusammenhang ebenfalls aufzuführenden Verfahren nach WAGNER (1989, 1996) werden sektorweise die Seegangparameter anteilig entsprechend der Richtungsverteilung der Seegangenergie und dem mittleren Fetch in jedem Sektor berechnet und summiert.

Die Begrenzung der Einwirklänge durch die wirksame Größe des Windfeldes kann nur aus meteorologischen Informationen bestimmt werden.

Bei Berechnungen über die *Winddauer* ist zu berücksichtigen, dass zu Beginn eines Sturmes durch die vorhergehende Windsituation ggf. bereits Wellenenergie vorhanden ist. Weiterhin ist darauf hinzuweisen, dass die Abhängigkeit der Seegangparameter von der Winddauer nicht mit gleicher Zuverlässigkeit abgesichert ist wie die Fetchabhängigkeit und daher nur die Größenordnungen vermittelt.

In Formeln und Diagrammen sind fetchbegrenzter und dauerbegrenzter Seegang zu unterscheiden und Grenzwerte zu berücksichtigen, die ausgereifter Seegang annehmen kann.

*Fetchbegrenzter Seegang* ist vorhanden, wenn die Windeinwirkung mindestens so lange andauert, dass alle Wellenkomponenten den zur Verfügung stehenden Fetch mit der zugehörigen Gruppengeschwindigkeit durchlaufen konnten. Ist die Einwirkzeit geringer, liegt *dauerbegrenzter Seegang* vor.

Im *ausgereiften Seegang* sind die Wellenperioden soweit angewachsen, dass die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen etwa der Windgeschwindigkeit entspricht. Aus diesem Grund ist kein weiterer Energieeintrag möglich, auch wenn der Wind zeitlich wie örtlich weiter einwirkt.

Die im Folgenden wiedergegebenen Diagramme und Formeln gelten für einfache Windfelder (homogenes Windfeld und stationäre Windbedingungen) sowie konstante Wassertiefen.

### 3.6.2.3 JONSWAP-Seegangsvorhersage für Tiefwasser nach RICHTER

Da die dimensionslose Darstellung des JONSWAP-Spektrums (vgl. Kap. 3.3.5) lediglich die Form des Spektrums charakterisiert, müssen für die praktische Seegangsvorhersage Beziehungen zu geeigneten Wind- und Fetchparametern hergestellt werden.

Diese Zusammenhänge zwischen den Parametern des JONSWAP-Spektrums und den Windkenngrößen werden ebenfalls während des JONSWAP-Messprogramms gemessen. Die im Folgenden wiedergegebenen Formeln nach RICHTER (1979) weichen geringfügig von

denen der ersten JONSWAP-Veröffentlichung (HASSELMANN et al., 1973) ab, entsprechen aber den Ergebnissen, die sich aus der Integration der Energiebilanzgleichungen ergeben.

Die folgenden Gleichungen werden verwendet:

Fetchbegrenzter Seegang: $\tilde{f}_p = 2,84 \cdot \tilde{x}^{-0,3}$ $\alpha = 0,029 \cdot \tilde{f}_p^{2/3}$ $\tilde{H} = 1,65 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{x}^{1/2}$	Dauerbegrenzter Seegang: $\tilde{f}_p = 16,8 \cdot \tilde{t}^{-3/7}$ $\alpha = 0,028 \cdot \tilde{f}_p^{2/3}$ $\tilde{H} = 8,46 \cdot 10^{-5} \cdot \tilde{t}^{5/7}$
---	---

$$\gamma = 3,2; \sigma_a = 0,07; \sigma_b = 0,09 \text{ (vgl. Abb. A 3.14).}$$

Die Grenzbedingung zwischen beiden Systemen, die angibt, wie lange ein Wind mit konstanter Geschwindigkeit geweht haben muss, damit bei einem vorgegebenen Fetch  $x$  die volle Wellenhöhe  $H$  erreicht wird, wird angegeben durch die Beziehung

$$\tilde{t}_{\min} = 63,8 \cdot \tilde{x}^{0,7}.$$

Für die ausgereifte Windsee wird die PIERSON-MOSKOWITZ-Frequenz angenommen:

$$\tilde{f}_p^{\text{PM}} = 0,14.$$

Daraus folgen folgende Grenzwerte:

$$\tilde{x}^{\text{PM}} = 2,28 \cdot 10^4 \text{ und } \tilde{t}^{\text{PM}} = 7,1 \cdot 10^4.$$

In den Gleichungen sind

$$\tilde{f}_p = \frac{U \cdot f_p}{g}; \quad \tilde{H} = \frac{g \cdot H}{U^2}; \quad \tilde{x} = \frac{g \cdot x}{U^2}; \quad \tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U}$$

dimensionslose Parameter, worin die Windgeschwindigkeit  $U$  in m/s, die Peakfrequenz in Hz und  $g$  die Erdbeschleunigung = 9,81 m/s<sup>2</sup> bedeuten. Die Streichlänge  $x$  ist in m einzusetzen.

Die Wellenhöhe  $H$  ist die aus dem Spektrum berechnete signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  ( $H_{m0} = 4 \sqrt{m_0}$ ; Kap. 3.3.2), die in Näherung der  $H_{1/3}$ -Welle entspricht, obwohl diese grundsätzlich anders ermittelt wird.

In dem in Abb. A 3.39 wiedergegebenen Vorhersagediagramm für Einfach-Windfelder, das den fetch- und den dauerbegrenzten Fall zusammenfasst, wurde im Hinblick auf die praktische Anwendung die Peakfrequenz  $f_p$  durch die zugehörige Wellenperiode  $T$  ( $= T_p$ ) ersetzt.

In das Diagramm ist folgendes Beispiel eingetragen:

$$\frac{g \cdot x}{U^2} = 5 \cdot 10^3; \quad \frac{g \cdot H}{U^2} = 0,117; \quad \frac{g \cdot T}{U} = 4,53; \quad \frac{g \cdot t}{U} = 2,84 \cdot 10^4.$$

Wird eine Windgeschwindigkeit  $U$  von 20 m/s zugrunde gelegt, so entspricht das einem Fetch von 204 km, und die signifikante Wellenhöhe  $H_s$  erreicht einen Wert von 4,77 m bei einer Peakperiode  $T = 9,24$  s, vorausgesetzt, dass der Wind stetig über 14 Stunden geweht hat.

Der Vorteil des Diagramms ist, dass man sofort erkennt, ob man sich bei vorgegebenem  $x$  und  $t$  im dauerbegrenzten Fall, das heißt unterhalb der Grenzkurve, oder im fetchbegrenzten Fall oberhalb der Kurve befindet, auf die man dann zurückgehen muss.

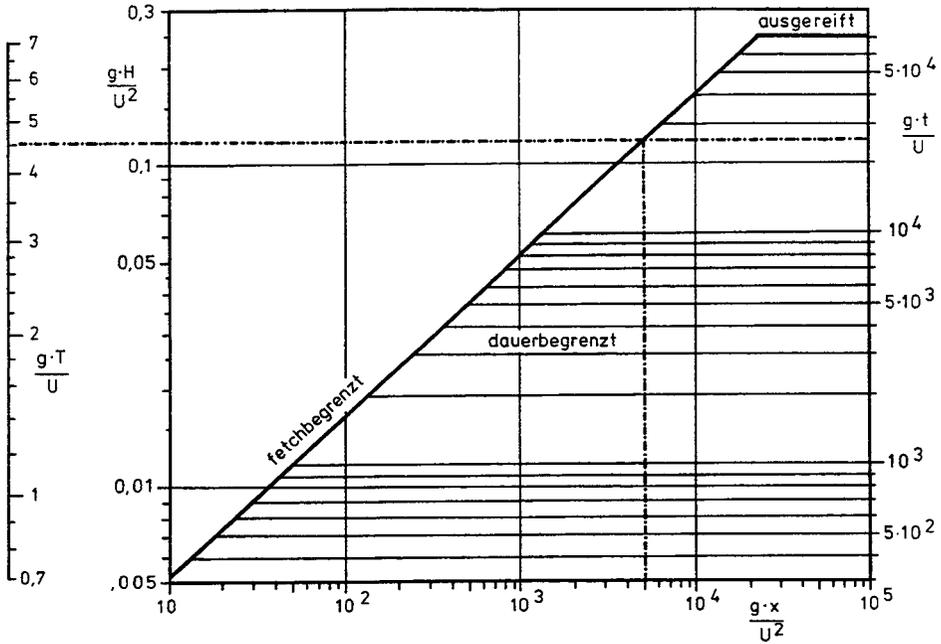


Abb. A 3.39: Dimensionslose Darstellung von fetch- und dauerbegrenztem Windseegang (RICHTER, 1979)

### 3.6.2.4 Gleichungen und Diagramme für Tiefwasser, Shore Protection Manual

Wegen der internationalen Bedeutung und Bekanntheit des Shore Protection Manuals (SPM) werden die dort gewählten Formeln und Diagramme hier auszugsweise wiedergegeben.

Dabei werden die im vorigen Abschnitt gewählten Bezeichnungen beibehalten. Der Aufbau der Diagramme entspricht denen der SMB-Methode, es liegen jedoch Formeln der ersten JONSWAP-Veröffentlichung zugrunde (HASSELMANN et al., 1973). Wie in Kap. 3.6.2.2 erwähnt, wird im SPM mit einer modifizierten Windgeschwindigkeit  $U_A$  gerechnet. Diese Beziehung wird hier aus Gründen der Eindeutigkeit beibehalten. Die folgenden Gleichungen werden verwendet (fetchbegrenzter Seegang):

$$\tilde{H} = \frac{g \cdot H_s}{U_A^2} = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{x}^{1/2}$$

$$\tilde{T}_p = \frac{g \cdot T_p}{U_A} = 0,2857 \cdot \tilde{x}^{1/3}$$

$$\tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U_A} = 6,88 \cdot 10^1 \cdot \tilde{x}^{2/3}$$

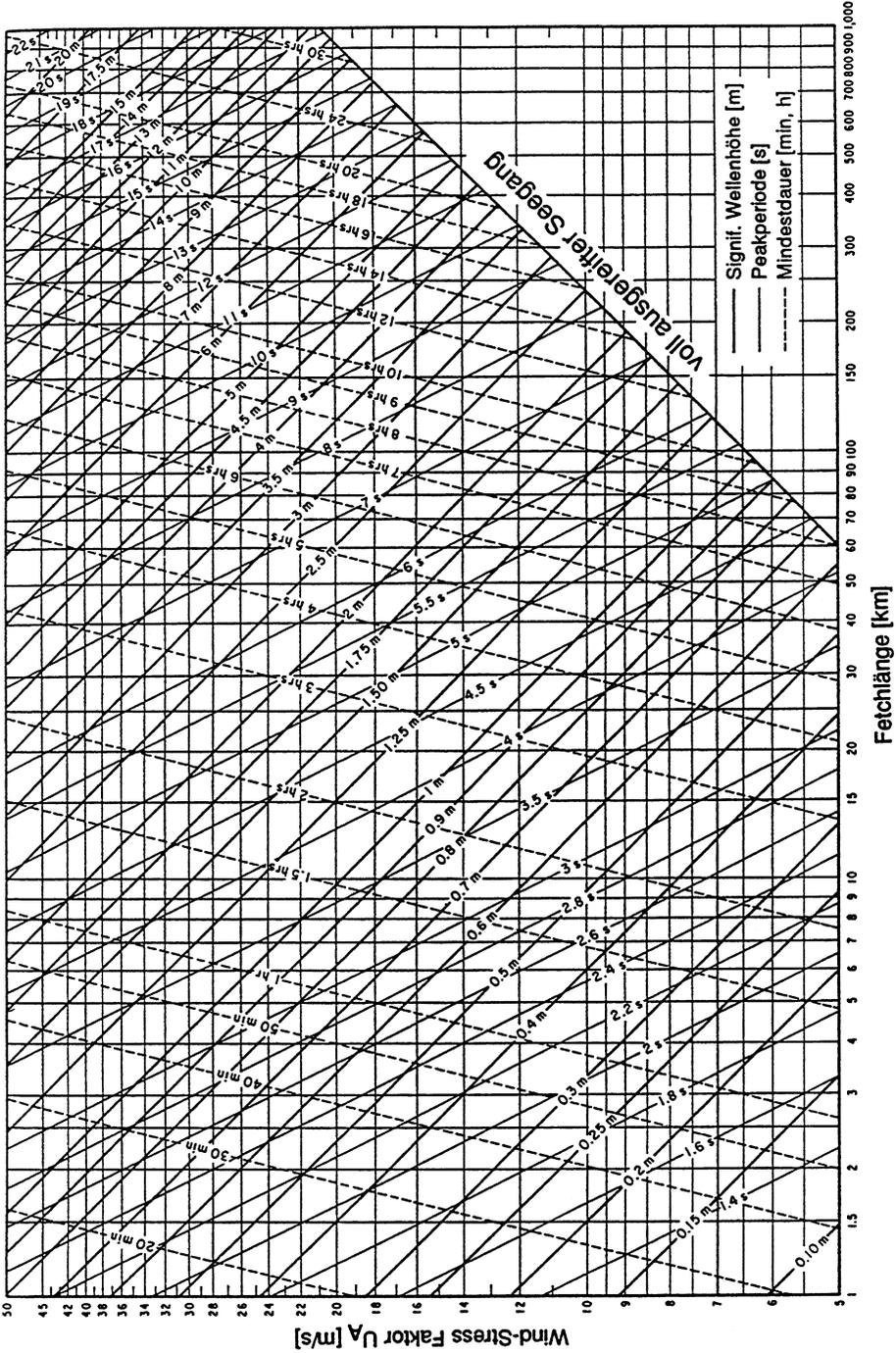


Abb. A.3.40: Seegangsvorhersage nach SPM für Tiefwasserbedingungen (CERC, 1984)

Da keine Formel für die Berechnung der signifikanten Wellenparameter bei dauerbegrenztem Seegang angegeben wird, muss die zu einem Fetch zugehörige Ausreifzeit überprüft werden. Ggf. müssen die Wellenparameter mit einem Fetch entsprechend

$$\tilde{x} = 1,752 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{\tau}^{3/2}$$

neu berechnet werden.

Auch für die vorgenannten Formeln sind Grenzwerte für den Fall vollausgereiften Seegangs zu beachten:

$$\begin{aligned}\tilde{H} &= 0,2433 \\ \tilde{T}_p &= 8,134 \\ \tilde{\tau} &= 71500.\end{aligned}$$

Zur graphischen Ermittlung der signifikanten Wellenparameter sind die Ergebnisse der Formeln in einem Diagramm dargestellt, das in Abb. A 3.40 wiedergegeben ist.

### 3.6.2.5 Berechnungsverfahren für einfache Windfelder im Flachwasser, Shore Protection Manual

Bodeneinflüsse im Übergangs- und Flachwasserbereich bewirken, dass bei gleichen Windverhältnissen Wellenhöhen geringer und Wellenperioden kürzer sind als unter Tiefwasserbedingungen.

Die Flachwassereinflüsse Refraktion und Shoaling infolge örtlich veränderlicher Wassertiefen verändern die Wellenenergie nicht und sind wie Diffraktionseffekte unabhängig von den eigentlichen Seegangsberechnungsverfahren zu behandeln.

Ursachen für die Dissipation von Seegangsenergie können jedoch sein und müssen daher ggf. berücksichtigt werden (vgl. auch Kap. 3.4):

- Bodenreibung
- Perkolation
- wellenerzeugte viskoelastische Schwingungen
- verstärkte nichtlineare Wechselwirkungen
- Energieumwandlung durch Brechvorgänge (im Wesentlichen: Grenzsteilheit, Wassertiefenbegrenzung).

Das im SPM veröffentlichte Flachwasserberechnungsverfahren, das mit größer werdender Wassertiefe näherungsweise (s. auch HURDLE u. STIVE, 1989) in das Berechnungsverfahren nach CERC für Tiefwasser übergeht, ordnet die Energieabnahme vom Ansatz her der Bodenreibung und der Perkolation zu. Da die Festlegung des Bodenreibungsfaktors nach Messungen in der Natur festgelegt wurde, ist davon auszugehen, dass auch nichtlineare Wechselwirkungen und Energieumwandlungsprozesse durch Brechvorgänge empirisch enthalten sind.

Die im Folgenden wiedergegebenen Formeln und Diagramme gelten für die Seegangserzeugung in Gebieten mit ebenem horizontalen Meeresboden. Die Diagramme werden hier nur auszugsweise für Wassertiefen  $d$  von 6 und 12 m wiedergegeben (Abb. A 3.41). Folgende Gleichungen werden verwendet:

$$\frac{g \cdot H}{U_A^2} = 0,283 \tanh \left[ 0,530 \left( \frac{g \cdot d}{U_A^2} \right)^{3/4} \right] \tanh \left\{ \frac{0,00565 \left( \frac{g \cdot x}{U_A^2} \right)^{1/2}}{\tanh \left[ 0,530 \left( \frac{g \cdot d}{U_A^2} \right)^{3/4} \right]} \right\}$$

$$\frac{g \cdot T}{U_A} = 7,54 \tanh \left[ 0,833 \left( \frac{g \cdot d}{U_A^2} \right)^{3/8} \right] \tanh \left\{ \frac{0,0379 \left( \frac{g \cdot x}{U_A^2} \right)^{1/3}}{\tanh \left[ 0,833 \left( \frac{g \cdot d}{U_A^2} \right)^{3/8} \right]} \right\}$$

$$\frac{g \cdot t}{U_A} = 5,37 \times 10^2 \left( \frac{g \cdot T}{U_A} \right)^{7/3}.$$

Wie im Tiefwasserberechnungsverfahren (Kap. 3.6.2.4) ist bei Anwendung der Formeln die Ausreifzeit auf Dauerbegrenzung zu überprüfen und ggf. mit einem entsprechend reduzierten Fetch zu rechnen.

### 3.6.2.6 Berücksichtigung von TMA-Flachwasserspektren in der Seegangsvorhersage

In Anlehnung an die theoretischen Arbeiten von KITAIGORODSKII et al. (1975) über wassertiefenabhängige spektrale Ähnlichkeiten formulierten BOUWS et al. (1985a) ein Verfahren zur Beschreibung der Form von Flachwasserspektren (vgl. Kap. 3.3.5, Abb. A 3.13 und A 3.14). Danach können Flachwasserspektren aus JONSWAP-Spektren berechnet werden, indem die Energieverteilung im Tiefwasser nach einer gegebenen wassertiefen- und frequenzabhängigen Funktion abgemindert wird.

Die Gültigkeit des Verfahrens wurde zunächst an Messdaten der Projekte MARSSEN und ARSLOE und während des Texel-Sturms geprüft und die Bezeichnung „TMA-Spektrum“ nach den Anfangsbuchstaben der Datensätze gewählt. Vor Sylt mit Richtungswellenmessbojen gemessene Richtungsspektren wurden mit gutem Erfolg auf der Grundlage des TMA-Ansatzes ausgewertet (SCHADE, 1991).

Vergleiche mit anderen Modellen (BOUWS et al., 1985b) und Ergebnissen der CERC-Methode weisen aber darauf hin, dass die nach der TMA-Methode in der vorliegenden Form berechneten Seegangparameter eher als Obergrenze anzusehen sind.

Rechnungen nach diesem Verfahren müssen derzeit durch Integration der berechneten Spektrenformen durchgeführt werden. Es liegen keine Formeln für die Parameterberechnung oder Diagramme vor.

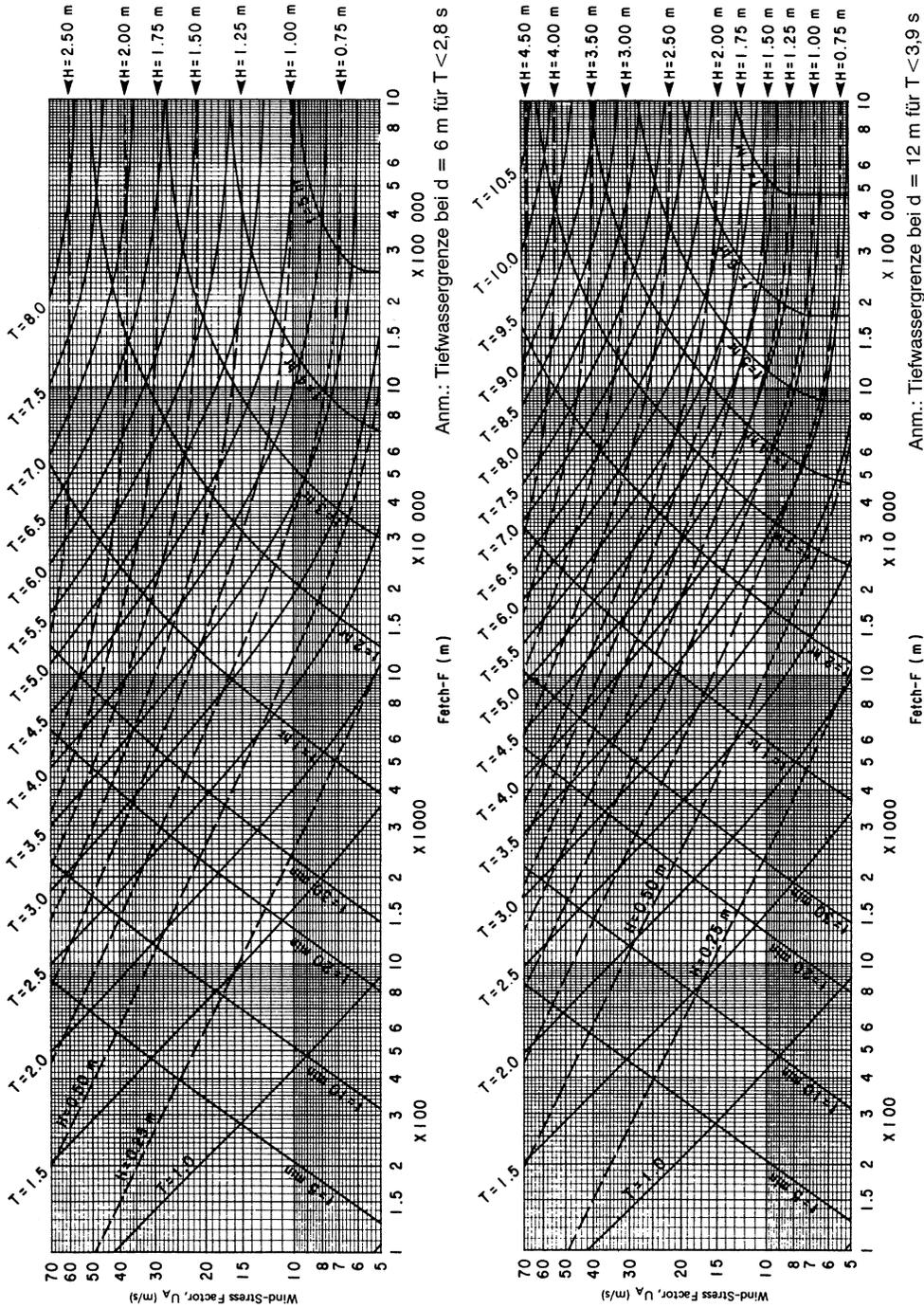


Abb. A.3.41: Seegangsvorhersage nach dem SPM für Flachwasserbedingungen (CERC, 1984); oben: Wassertiefe  $d = 6\text{ m}$ ; unten: Wassertiefe  $d = 12\text{ m}$

### 3.6.3 Seegangsmessungen

#### 3.6.3.1 Konzeptionelle Überlegungen

Vom Standpunkt der Gerätetechnik stehen heute ausgereifte Seegangs-Messsysteme zur Verfügung, die sich an alle für das Küsteningenieurwesen relevanten Fragestellungen anpassen lassen.

Wesentliche Gesichtspunkte für die Auswahl eines Messsystems sind:

- Kosten in Relation zur Einsatzzeit und zum Projekt, für das Seegangsinformationen benötigt werden,
- Möglichkeiten für den Einbau, die Überwachung, die Wartung und ggf. Reparaturen,
- Technische Erfordernisse der Seegangsmessung hinsichtlich Genauigkeit, Erfassung der im Seegang enthaltenen Informationen und Möglichkeiten der Datenübertragung und Weiterverarbeitung und
- Benutzerfreundlichkeit, ggf. auch für ungeschultes Personal.

So gesehen kann ein Seegangs-Messgerät im einfachsten Fall ein mechanisch arbeitendes Gerät mit optischer Anzeige sein, das lediglich einen mehr oder weniger zuverlässigen Momentan- oder Mittelwert der Wasserspiegelauslenkung liefert, oder aber ein Messsystem, das alle im Seegang enthaltenen Höhen- und Richtungsinformationen kontinuierlich erfasst, überträgt und speichert und somit alle Möglichkeiten für kurzzeit- und langzeitstatistische Auswertungen für eine aktuelle Messaufgabe offen läßt.

Grundsätzlich kann ein Seegangs-Messprogramm nur *p r o b l e m a b h ä n g i g* konzipiert werden.

Fragen, die hiermit verbunden sind, sind z. B.:

- Welche Seegangparameter werden benötigt? Welche Informationen werden aus dem Spektrum erwartet? Sollen Messungen direkt für eine theoretische Berechnung verwendet werden? Werden Daten für ein hydraulisches oder ein numerisches Modell benötigt?
- Wie sind die vorgesehenen Messungen in bereits vorhandene Seegangsinformationen einzuordnen?
- Welche Zusatzinformationen liefern ggf. Seegangsvorhersageverfahren?
- In welchen Wassertiefen, wie oft, wie lange, in welcher Jahreszeit, wann überhaupt sind Messungen durchzuführen?
- Welche Formen der Datenreduktion sind zweckmäßig und notwendig?

Hinsichtlich einer ingenieurmäßigen Anwendung von Seegangsdaten muss zzt. davon ausgegangen werden, dass eine direkte Anwendung des Seegangsspektrums für Bemessungsaufgaben nur in Sonderfällen möglich ist und die Berücksichtigung des Spektrums in theoretisch/numerischen Verfahren (auf der Grundlage von Wellentheorien bzw. Bewegungsgleichungen) vor allem durch lineare Überlagerungsverfahren erfolgt. Primär hydraulische Modelle erlauben zzt. eine Simulation natürlicher Seegangsbedingungen, wobei jedoch auch hier Grenzen (z. B. durch Maßstabs- oder Modelleinflüsse) beachtet werden müssen.

Jede Aussage, die aus den Messungen abgeleitet werden soll, erfordert demnach unterschiedliche Formen der Vereinfachung hinsichtlich der Anwendung für Bemessungsaufgaben oder für den funktionellen Entwurf.

Anwendungen können dabei Informationen fordern über:

- Wellenhöhen, -perioden und -richtungen oder
- abgeleitete Größen, wie Wellengeschwindigkeiten, Partikelgeschwindigkeiten, Drücke, Kräfte und

– die zeitliche Abfolge dieser Größen sowie deren statistische Verteilung innerhalb einer Einzelmessung und über längere Zeiträume.

Die Festlegung eines „Bemessungsseegangs“ oder vereinfachend einer „Bemessungswelle“ für den Entwurf durch eine Extrapolation von aus intermittierend durchgeführten, durch Einzelmessungen gewonnenen signifikanten oder extremen Wellenhöhen-, -perioden- oder -richtungsparemtern auf längere Zeiträume ist eine typisch langzeitstatistische Aufgabe. Hierbei gehen die in den gemessenen Zeitreihen enthaltenen Informationen über die spektralen Eigenschaften des Seegangs durch Reduktion auf Einzelparameter weitgehend verloren.

Die Parametrisierung des Seegangs kann zu Fehlinterpretationen führen, indem z. B. in der Seegangsmessung enthaltene Gruppierungen von besonders hohen Wellen (wichtig beispielsweise bei der Bemessung von Schüttsteinbauweisen), an Wellengruppen gebundene lange Wellen oder im Richtungsspektrum enthaltene Dünungseinflüsse nicht berücksichtigt werden oder durch die Messung oder Art der Auswertung nicht erkannt werden (vgl. auch Hinweise hierzu in Kap. 3.7).

Bereits bei der Konzeption eines Messprogramms sollte daher klar herausgearbeitet werden, in welcher Weise die Messgrößen für die theoretisch/experimentelle Weiterverwendung zur Behandlung einer ingenieurwissenschaftlichen Aufgabe genutzt werden sollen oder können, da hiervon der technische und finanzielle Aufwand für ein Messprogramm und die Anforderungen an die Datenauswertung bestimmt werden.

Unabhängig hiervon ist die Einbeziehung von theoretischen Verfahren trotz der Grenzen, die die Verfahren haben, schon bei der Konzeption eines Messprogramms, insbesondere aber bei der Auswertung der Messungen ein wichtiger Gesichtspunkt.

Da Messungen in der Natur nie unter gleichen Bedingungen durchgeführt werden können (z. B. wegen veränderlicher Wind- und Tidebedingungen), können Verallgemeinerungen oftmals schwierig werden. Theoretische, z. B. auf Wellentheorien aufbauende Verfahren können dazu beitragen, funktionale Zusammenhänge abzuleiten (Beispiel Rückrechnung von Flachwassereinflüssen bei Messungen in beschränkter Wassertiefe) oder unter Verwendung von theoretischen Verteilungsfunktionen statistische Abhängigkeiten von charakteristischen Seegangsparemtern untereinander innerhalb einer Kurzzeitmessung (oft ist die Messzeit zu kurz!) oder bei einer Wellenklmastudie abzusichern.

Eine vertiefte Darstellung zu konzeptionellen Fragestellungen einschließlich des Einflusses von Messlokation, Messdauer sowie gerätetechnischer Randbedingungen gibt FRÖHLE (2000).

### 3.6.3.2 Hinweise auf durchgeführte Messungen, deutsches Küstengebiet

Unter den vorgenannten Gesichtspunkten ist es nicht überraschend, dass verallgemeinernde Zahlenangaben zu den Seegangbedingungen für das deutsche Küstengebiet schwierig sind und die Festlegung von Seegangseingangsdaten für den Entwurf und die Bemessung detaillierte Voruntersuchungen verlangt. Für eine konkrete Küstenschutzmaßnahme ist die Einbeziehung vorhandener Seegangsmessungen, soweit verfügbar, erforderlich (KOHLMASE, 1983 und 1992).

Durch Dienststellen des Bundes und der Küstenländer, insbesondere an der Nordseeküste, sind, häufig unter Einschaltung von Hochschulinstituten, eine Vielzahl von Messprogrammen durchgeführt worden; für das Küstengebiet der Nordsee wurden verfügbare

Seegangdaten im Rahmen eines von BMFT geförderten Forschungsvorhabens zusammenfassend dokumentiert (GRÜNE, 1992).

Der „Atlas von Seegangsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste“ gibt Hinweise zu folgenden Teilgebieten (TG):

- TG 1 Helgoland und Offshore
- TG 2 Nordfriesische Küste mit Inseln
- TG 3 Eiderästuar und Dithmarscher Küste
- TG 4 Elbeästuar
- TG 5 Neuwerker Watt und Wurster Küste
- TG 6 Weserästuar
- TG 7 Jadeästuar
- TG 8 Ostfriesische Küste und Inseln
- TG 9 Emsästuar.

Für jedes Teilgebiet werden einzelne Messprogramme nach Ort, Messzeitraum, Zielsetzung und Betreiber sowie verwendeter Messtechnik, Datenerfassung und Auswertung in einer Loseblattsammlung erläutert. Die Ergebnisse werden beispielhaft dargestellt; soweit Berichte über die Messprogramme vorliegen, sind diese ebenfalls aufgeführt.

Zu seiner umfangreichen Dokumentation gibt GRÜNE (1992) u. a. folgende kritische Hinweise:

„Bei den Recherchen zum Seegangsatlas und der Aufbereitung der von den verschiedenen Institutionen bzw. Dienststellen zur Verfügung gestellten oder abgefragten Informationen wurden gravierende Unterschiede in der Art und dem Umfang der dokumentierten und damit verfügbaren Daten für die verschiedenen Messorte bzw. Messprogramme festgestellt. Die Informationen reichen von lückenlos aufgestellten Datenlisten bis zu Veröffentlichungen, deren konkreter Informationsgehalt in Bezug auf gemessene Daten vernachlässigt werden kann.

Dies kann zum Teil auf die Datenerfassungssysteme früherer Messungen zurückgeführt werden, die in der Regel Direktschriebe der Messsignale lieferten, die nur mit erheblichem personellem Aufwand ausgewertet werden konnten. Die ersten elektrischen Datenaufzeichnungsgeräte speicherten die Messsignale statt auf Papierschriften auf analogen oder digitalen Magnetbändern.

Aber auch hierbei müssen für eine spätere Auswertung diese Geräte wieder verwendet werden; oft ist dies inzwischen wegen der mit der Zeit eingetretenen Funktionsunfähigkeit dieser Geräte nicht mehr möglich. Damit sind diese Daten in der Regel nicht mehr verfügbar.

Somit beschränkt sich die Sicherung zwangsläufig auf das Sammeln und Kopieren von bereits vorhandenen Berichten und Veröffentlichungen. Messprogramme, deren Ergebnisse insbesondere bei Dauermessungen ständig in reduzierter bzw. ausgewerteter Form auf rechnerkompatiblen Datenträgern gespeichert und damit auch anderen Institutionen zur Verfügung gestellt werden können, werden erst seit Ende der 80er-Jahre durchgeführt bzw. waren während der Arbeitsphase des BMFT-Forschungsvorhabens noch nicht abgeschlossen. Das systematische Sammeln und Aufbereiten dieser Datensätze muss daher künftigen Arbeiten am Seegangsatlas vorbehalten bleiben.“

Auf eine Wiedergabe von Daten, bei deren Interpretation auch unterschiedliche Messzyklen und Auswerteverfahren berücksichtigt werden müssen, wird hier verzichtet und auf GRÜNE (1992) verwiesen.

Beispiele für neuere Seegangsmessprogramme sind:

- Fortführung der Messungen vor Sylt und Durchführung von Messkampagnen durch das ALR Husum im Bereich Rütergaat, Eiderstedt und Süderpiep (ALR Husum, 2002)
- Messprogramme des Instituts für Wasserbau der Universität Rostock (IWR) im Bereich der Ostseeküste Schleswig-Holsteins (Schönhagen, Heiligenhafen und Brodten, vgl. FRÖHLE et al., 1999) und Mecklenburg-Vorpommern (Warnemünde und Kühlungsborn)
- Messprogramme der GKSS in der Ostsee und in der Nordsee (<http://w3k.gkss.de/data/>)
- Seegangsmessungen vor Helgoland (<http://www.oceanwaves.de>)
- Seegangsmessungen der Forschungsstelle Küste, Norderney (z. B. NIEMEYER et al., 1995; KAISER u. NIEMEYER, 2001)
- Messungen des BSH (<http://www.bsh.de/Meereskunde/Seegang/633.htm>)
- Seegangsmessungen Bremerhaven (MAI et al., 2000).

### 3.6.3.3 Zur Auswertung von Seegangsmessungen

Seegangsmessungen liefern direkt oder, z. B. bei der Verwendung von Drucksensoren, indirekt Informationen über die Auslenkung der Wasseroberfläche. Diese Auslenkungen können räumlich erfasst werden, z. B. durch Stereophotographie oder Radar oder aber an einem Ort über die Zeit. Neben der Möglichkeit der Berechnung von Wellenhöhen- und Periodenparametern lassen sich bei räumlicher Erfassung unmittelbar auch Richtungsinformationen gewinnen (vgl. SCHADE, 1991). Bei Messungen an einem Ort über die Zeit müssen dazu neben der Wasserspiegelauslenkung an einem Punkt weitere Größen gemessen werden, z. B. Neigungen der Oberfläche (Beispiel: WAVEC Richtungswellenboje), Orbitalgeschwindigkeiten in zwei orthogonalen Richtungen (Beispiel: Kombination von Drucksensoren und Geschwindigkeitssensoren), oder es müssen mehrere eng benachbarte Wellenpegel synchron ausgewertet werden. Die folgenden Hinweise beschränken sich auf die zweite Methode, die Auswertungen von Zeitreihen zunächst ohne Richtungsinformationen.

Die Messsensoren liefern die Messwerte meist in Form von analogen elektrischen Größen. Die Aufzeichnungen können im einfachsten Fall oder zur Kontrolle graphisch auf Linienschreibern erfolgen. Üblich ist heute die unmittelbare Umsetzung in digitale Werte und die Auswertung auf EDV-Anlagen. Druckmessungen müssen gemäß Kap. 3.2 umgerechnet werden. Für überschlägige Auswertungen bietet sich bei durch direkte Messungen gewonnenen Messschrieben eine manuelle Auswertung nach dem Ansatz von TUCKER (Erläuterungen in KOHLHASE, 1983 u. SILVESTER, 1974) an.

Während die früher übliche manuelle Auswertung automatisch eine umfassende visuelle Kontrolle auf Fehlinformationen (Störsignale, Nullpunktdrift etc.) enthielt, ist dies bei der automatisierten Auswertung von digitalisierten Daten durch entsprechende Rechenprozeduren vor der eigentlichen Auswertung sicherzustellen. Zusätzlich werden Plausibilitätskontrollen, z. B. über Korrelationen statistisch abhängiger Parameter, Wind-Wellenkorrelationen (vgl. Kap. 3.6.2) oder Trendbeobachtungen, dringend empfohlen.

Zur **Auswertung im Zeitbereich** können die diskreten, digitalisierten Zeitreihenwerte der Wasserspiegelauslenkung direkt nach den in Kap. 3.3.2.2 beschriebenen Kriterien auf Nulldurchgänge und zugehörige Maxima und Minima untersucht werden.

Aus den im Rechner abgelegten Ergebnisfeldern können Höhen und Perioden berechnet und nach statistischen Kriterien zu den entsprechenden Wellenparametern ausgewertet werden.

Für **Auswertungen im Frequenzbereich** wird der Seegang als Überlagerung von sinusförmigen Schwingungen unterschiedlicher Frequenzen angesehen (Kap.

3.3.2.1). Unter bestimmten Voraussetzungen können die Amplituden (und die phasenmäßige Zuordnung) der in der Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung  $\eta(t)$  enthaltenen Schwingungen durch eine FOURIER-Analyse bestimmt werden.

Zur Verdeutlichung des Verfahrens soll zunächst die grundlegende Formel für eine Komponente der Wasserspiegelauslenkung angegeben werden. Die Beschreibung einer periodischen, sinusförmigen Welle, die sich in x-Richtung vorwärts bewegt, lautet

$$\eta(x, t) = c \cdot \cos(k \cdot x - \omega \cdot t + \epsilon)$$

mit  $c$  = Amplitude  
 $k$  =  $2\pi/L$  Wellenzahl  
 $L$  = Wellenlänge  
 $\omega$  =  $2\pi/T$  Kreisfrequenz  
 $T$  = Wellenperiode  
 $\epsilon$  = Phasenverschiebung bei  $t = 0$  und  $x = 0$ .

Wird die Gleichung reduziert auf den Fall der Wasserspiegelauslenkung als Funktion der Zeit, ergibt sich:

$$\eta(t) = c \cdot \cos(\omega \cdot t + \epsilon).$$

Eine cosinusförmige Schwingung der Amplitude  $c$  mit einer Phasenverschiebung  $\epsilon$  kann auch als Überlagerung einer Cosinus-Schwingung der Amplitude  $a$  und einer Sinus-Schwingung der Amplitude  $b$  dargestellt werden.

Mit  $a = c \cdot \cos \epsilon$   
 $b = c \cdot \sin \epsilon$   
 $c = \sqrt{a^2 + b^2}$   
 $\epsilon = \arctan \frac{b}{a}$

kann die Gleichung auch wie folgt beschrieben werden:

$$\eta(t) = a \cdot \cos(\omega \cdot t) + b \cdot \sin(\omega \cdot t).$$

Entsprechend der unter Kap. 3.3 erläuterten Modellvorstellung, dass der Seegang als Überlagerung verschiedener sinusförmiger Wellen unterschiedlicher Perioden, Amplituden und Phasenverschiebungen angesehen werden kann, und mit den aus mathematischen Gründen notwendigen Voraussetzungen, dass keine Schwingungen mit Perioden größer als  $T_0$  auftreten ( $T_0$  = Dauer der zu analysierenden Seegangaufzeichnung) und nur ganzzahlige Vielfache der Grundfrequenz  $f_0 = 1/T_0$  enthalten sind, kann die Wasserspiegelauslenkung für den eindimensionalen Fall (ohne Berücksichtigung der Wellenrichtung) als FOURIER-Reihe beschrieben werden:

$$\eta(t) = a_0 + \sum_{n=1}^N (a_n \cdot \cos(n \cdot \omega_0 \cdot t) + b_n \cdot \sin(n \cdot \omega_0 \cdot t))$$

mit  $a_0$  = Grundausslenkung  
 $a_n$  = Amplitude des n-ten cos-Anteils  
 $b_n$  = Amplitude des n-ten sin-Anteils  
 $N$  = Anzahl der beobachteten Schwingungen  
 $\omega_0$  = Kreisfrequenz der Grundschwingung.

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Voraussetzungen lassen sich entsprechend die in einer gemessenen Wasserspiegelauslenkung enthaltenen Schwingungsamplituden (d. h. die FOURIER-Komponenten der Funktion Seegang) wie folgt ermitteln:

$$a_0 = \frac{1}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t) dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t) \cdot \cos(n \cdot \omega_0 t) dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t) \cdot \sin(n \cdot \omega_0 t) dt.$$

Zur Ermittlung des  $n$ -ten  $\cos$ -Anteils mit der Frequenz  $n \cdot \omega$  wird also die Gesamtschwingung  $\eta(t)$ , die nach Voraussetzung eine lineare Überlagerung aller  $n$  enthaltenen  $\cos$ - und  $\sin$ -Anteile ist, im Zeitbereich Wert für Wert mit einer  $\cos$ -Schwingung der Frequenz  $n \cdot \omega$  und der Amplitude „1“ multipliziert. Die entstandene neue Funktion wird über die Periode der Grundschiwingung  $T_0$  integriert und das Ergebnis durch  $T_0$  dividiert. Man erhält als Endergebnis die halbe Amplitude des gesuchten  $\cos$ -Anteils (bzw. die Amplitude, wenn mit 2 multipliziert wird).

Nach den Voraussetzungen gelten diese Berechnungen für einen Wellenzug, der im betrachteten Zeitraum  $T_0$  periodisch ist.

Für Wellenzüge in der Natur ist eine solche Periodizität für einen endlichen Zeitraum  $T_0$  üblicherweise nicht vorhanden. Eine Berechnung über einen Zeitraum  $T_0 = \infty$  ist jedoch aus naheliegenden Gründen nicht durchführbar. Wegen der zu fordernden Stationarität des Seegangs ist die Wahl eines zu langen Zeitraumes auch nicht sinnvoll.

Die Berechnung kann prinzipiell über die Gesamtdauer der Messung durchgeführt werden. Häufig werden jedoch kleinere Intervalle (üblich z. B.  $T_0 = 200$  s) analysiert und deren Ergebnisse (nach der Berechnung der Energiedichtespektren) gemittelt. Hierbei wird die geforderte Periodizität durch mathematische Verfahren, wie z. B. eine Multiplikation des Messsignals mit einer „tapering“-Funktion, erreicht. Als „tapering“-Funktion wird eine Funktion bezeichnet, die mit dem Absolutwert und der Tangentensteigung 0 beginnt, mit stetigem Verlauf den Wert 1 annimmt und in gleicher Weise wieder abfällt (Abb. A 3.42). Nach der FOURIER-Transformation müssen die resultierenden Werte korrigiert werden, da das Integral der tapering-Funktion einen Wert  $< 1 \cdot T_0$  annimmt und damit eine zu geringe Gesamtenergie errechnet würde.

Das Ergebnis einer FOURIER-Transformation kann als Verteilung der FOURIER-Koeffizienten  $a_n$  und  $b_n$  oder als Verteilung von Amplituden und Phasen (Amplituden- und Phasenspektrum siehe Abb. A 3.43) über die Frequenz dargestellt werden. Für weitere Rechnungen können die Wertpaare gleicher Frequenzen als komplexe Zahlen angesehen und entsprechend auch die Rechenregeln für komplexe Zahlen angewendet werden.

Beide Formen können durch inverse FOURIER-Transformation, die einer Überlagerung der einzelnen Schwingungskomponenten im Zeitbereich entspricht, wieder in den Zeitbereich übertragen werden, ohne dass ein Informationsverlust entsteht.

Üblicherweise wird das Ergebnis einer Frequenzanalyse als Energiedichtespektrum  $S(f)$  dargestellt.

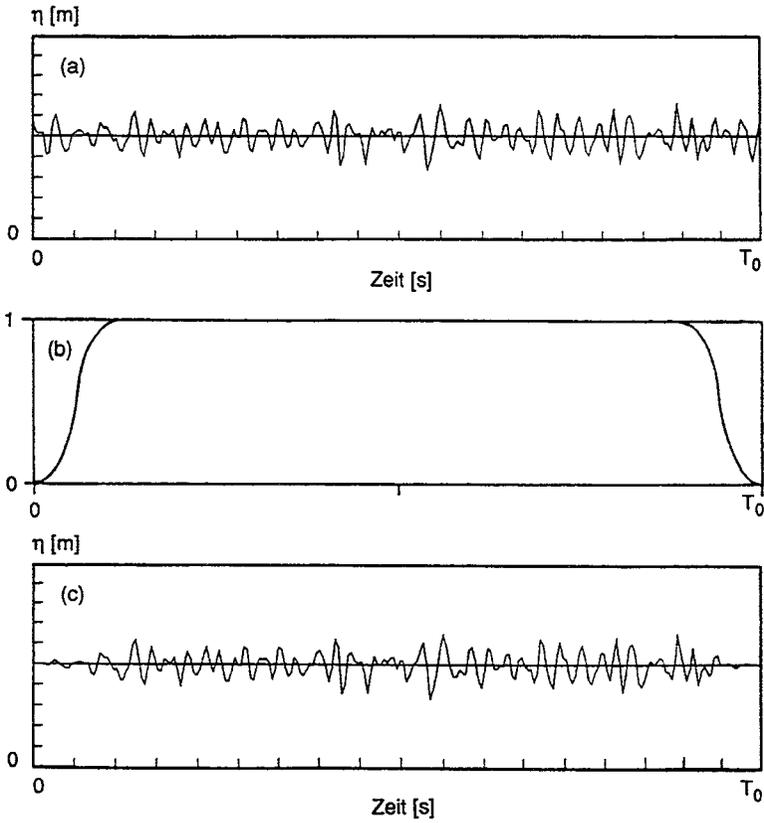


Abb. A 3.42: Wirkungsweise einer tapering-Funktion (SCHADE, 1991); a) Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung; b) tapering-Funktion; c) mit der tapering -Funktion multiplizierte Zeitreihe

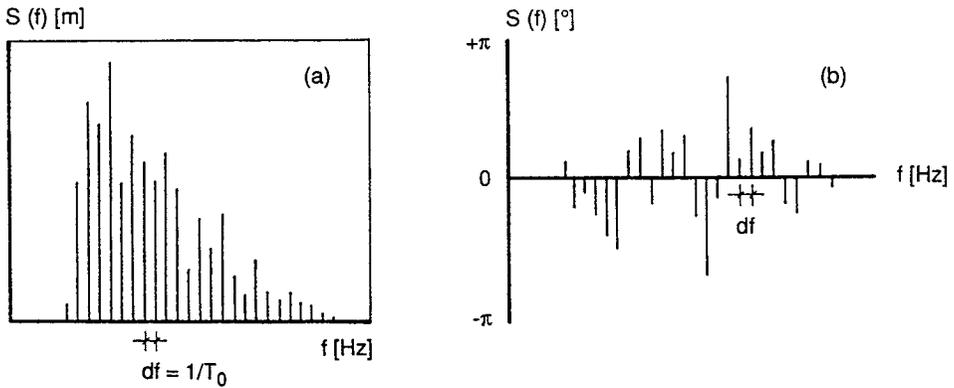


Abb. A 3.43: Amplituden- (a) und Phasenspektrum (b) einer Messung

Die Funktionswerte eines Energiedichtespektrums  $S(f)$  ergeben sich aus den FOURIER-Komponenten durch Quadrierung und Normierung mit dem Frequenzintervall  $\Delta f$  wie folgt:

$$S(f) = \frac{c^2}{2\Delta f} \quad \text{oder} \quad S(f) = \frac{a^2 + b^2}{2\Delta f}.$$

Die Berechnung kann auch durch konjugiert komplexe Multiplikation erfolgen. Die Normierung durch Division mit  $\Delta f$  wird vorgenommen, um Ergebnisse von Analysen über unterschiedliche Messdauern  $T_0$  vergleichen zu können und weil theoretische Spektrumsformen in gleicher Weise angegeben werden. In dieser Darstellung als Spektrum ist die Phaseninformation  $\epsilon$  nicht enthalten.

Die Übergänge zwischen den Frequenz- und Zeitbereichsauswertungen durch eine FOURIER-Transformation bzw. inverse FOURIER-Transformation sind in Abb. A 3.44 schematisch angegeben. Hierbei ist nicht berücksichtigt, dass einzelne Wellenkomponenten frequenzabhängig unterschiedliche Richtungen haben können.

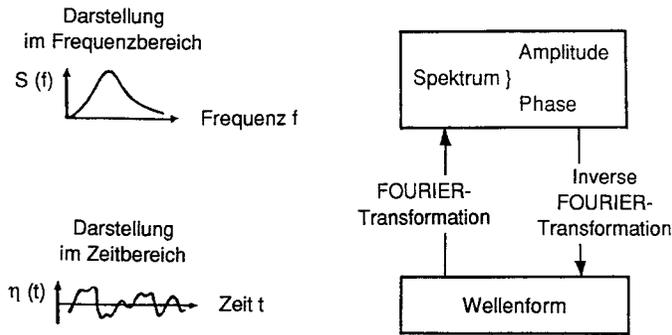


Abb. A 3.44: Zusammenhänge zwischen Frequenz- und Zeitbereichsdarstellung, schematisch

Die Richtungsinformation wird vielfach lediglich in der Weise berücksichtigt (vgl. Abb. A 3.8), dass das Richtungsspektrum  $S(f, \theta)$  als Produkt aus Richtungsfunktion  $D(f, \theta)$  und 1-dim. Spektrum  $S(f)$  dargestellt und die Auswertung der Richtungsfunktion auf die Ermittlung frequenzabhängiger, mittlerer Richtungen  $\theta_m$  und Merkmale der Richtungsverteilungsfunktion (z. B. Streuung  $\Psi$  um mittlere Richtung) beschränkt wird. Hinweise zur Auswertung (Grundlagen FOURIER-Analyse) und neueres Schrifttum enthält die Dissertation von SCHADE (1991).

Abb. A 3.45 zeigt beispielhaft die Auswertung von vor Sylt gemessenen Richtungsspektren, die mit einer Neigungs-/Beschleunigungsboje erfasst wurden. Während sich die Spektren (Abb. A 3.45a) in der Mehrzahl der gemessenen Ereignisse auf spektrale Grundformen (vgl. Kap. 3.3.5) zurückführen ließen, waren bei etwa 10 % der Ereignisse infolge zeitlich veränderlicher Windbedingungen Mischformen zu beobachten. Wie das Beispiel Abb. A 3.45b zeigt, kann dem kurzperiodischen Windseeanteil des Spektrums (hier aus i.M. rd. 270°, West) ein langperiodischer Anteil (hier aus rd. 290°, ≈ NW) überlagert sein.

Für praktische Anwendungen müssen die Teilspektren auftretender Wellensysteme getrennt betrachtet werden, da gemittelte Richtungen zu Fehlinterpretationen führen können, wenn man allein das Energiedichtespektrum betrachtet.

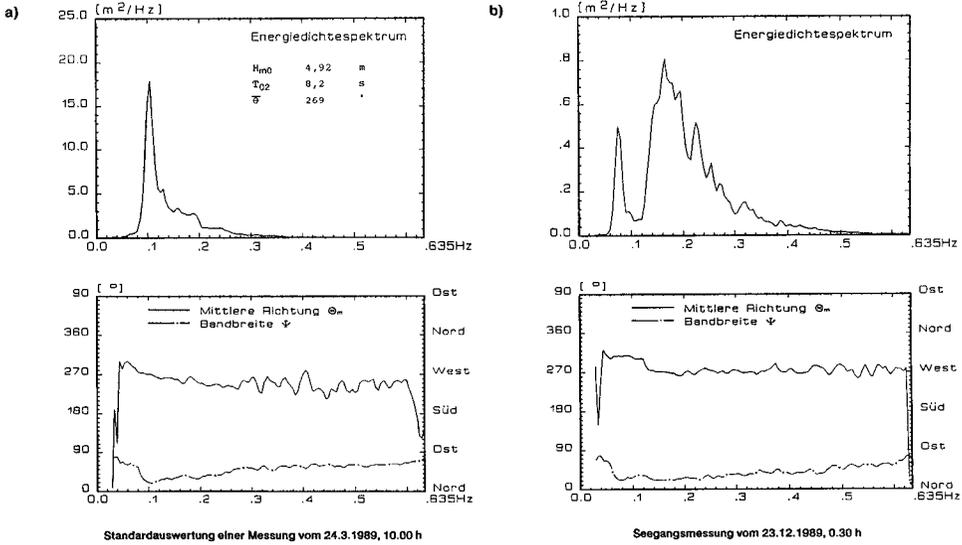


Abb. A 3.45: Zur Auswertung von Richtungsspektren, Beispiel Sylt, WAVEC-Messungen (SCHADE, 1991)

### 3.6.4 Wind-Wellen-Korrelationen

Für eine langzeitstatistische Bewertung des Seegangs ist es erforderlich, dass die Daten für den betrachteten Zeitraum vollständig und mit konstanter zeitlicher Auflösung verfügbar sind (vgl. auch Kap. A 8). Wellendaten aus Seegangsmessungen weisen häufig Messlücken auf, die viele verschiedene Ursachen haben können. Sie können beispielsweise aus Geräteausfall, Fehlern während der Datenübertragung oder Störungen des Messzyklus durch Eisbedeckung im Seegebiet oder Schiffsverkehr resultieren.

Grundsätzlich sind eine Vielzahl von theoretisch/empirischen Ansätzen für die Berechnung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen dem Windfeld und dem resultierenden Wellenfeld verfügbar. Die wichtigsten sind: Seegangsvorhersageverfahren, numerische Seegangsvorhersagemodelle sowie statistische Korrelationsverfahren. Die Auswahl des jeweils am besten geeigneten Ansatzes hängt von der erforderlichen Genauigkeit, bereits verfügbaren Eingangsdaten und – allgemein – von der Zielsetzung der jeweiligen Untersuchungen ab.

Sind in einem Seegebiet Messungen des örtlichen Seegangs und auch Windmessungen verfügbar, bietet sich zur Ermittlung des Zusammenhangs die Korrelationsmethode an. Auf der Grundlage der Korrelationsbeziehungen zwischen Seegang und Wind werden aus den Messungen empirische Gleichungen abgeleitet. Das Verfahren wurde sowohl für Nordsee- als auch für Ostseeverhältnisse angewendet (z. B. SCHADE, 1991; STROTMANN et al., 1992; FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1997 und 1999; FRÖHLE et al., 1997 und 1999 u. WITTE et al., 1999).

Datenbasis für die Ermittlung der statistischen Beziehungen zwischen den örtlichen Windverhältnissen und den resultierenden Wellenparametern sind Seegangsmessdaten sowie die jeweils zugehörigen Winddaten. Diese sind z. B. beim Deutschen Wetterdienst für viele Projektgebiete verfügbar und umfassen vielfach auch lange Zeiträume. Idealerweise liegen Wind- und Seegangdaten im stündlichen Zeitraster vor.

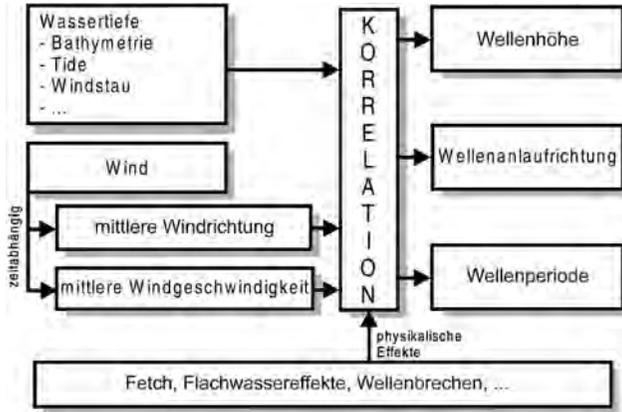


Abb. A 3.46: Zur Ermittlung der statistischen Beziehung zwischen Wind- und Wellendaten (schematisch, WITTE et al., 1999)

Die grundsätzliche Vorgehensweise für die Ermittlung der Wind-Wellen-Korrelationen sowie die Einflussfaktoren sind in Abb. A 3.46 schematisch dargestellt.

### Wellenhöhen

Als Grundlage für die Berechnung der statistischen Abhängigkeiten zwischen der örtlichen Windgeschwindigkeit und der resultierenden Wellenhöhe werden die Daten in Klassen gleicher Windrichtung eingeteilt. Für jede Klasse werden die gemessenen Wellenhöhen (z. B.  $H_{m0}$ ,  $H_{1/3}$ ) in Abhängigkeit von der gemessenen mittleren Windgeschwindigkeit ( $U$ ) aufgetragen. Ein Beispiel für die Auswahl der Daten und den statistischen Zusammenhang ist in Abb. A 3.47 dargestellt. Die Ausgleichsfunktion wird beispielsweise auf der Basis der Minimierung der Summenquadrate der Abweichungen zwischen der Ausgleichsfunktion und der Datenbasis an die Messdaten angepasst.

Zur Optimierung der Wind-Wellen-Korrelationen ist es notwendig, den Einfluss der mathematischen Ansatzfunktion (vgl. Tab. A 3.6), der Klassenbreite der Windrichtungsklassen, des Zeitversatzes zwischen Wind- und Wellenmessung und des Zeitraums, über den die Winddaten gemittelt werden müssen, auf die Güte der statistischen Wind-Wellen-Korrelationen zu untersuchen. Als Kriterium für die Beurteilung der Güte der Korrelationsrechnungen werden der mittlere Betrag der Differenz zwischen gemessener und berechneter Wellenhöhe und die Streubreite der zugehörigen Konfidenzintervalle sowie die Korrelationskoeffizienten und die Steigung der Ausgleichsgeraden zwischen gemessenen und berechneten Wellenhöhen (vgl. Abb. A 3.50) empfohlen.

Tab. A 3.6: Ausgewählte Ansatzfunktionen für die Ermittlung von Wind-Wellen-Korrelationen

Polynom 1. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u$
Polynom 2. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u + c_2 \cdot u^2$
Polynom 3. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u + c_2 \cdot u^2 + c_3 \cdot u^3$
Potenzfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u^{c2}$
Exponentialfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot \exp(c_2 \cdot u)$
Gemischte Anpassungsfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u^{c2} \cdot \exp(c_3 \cdot u)$

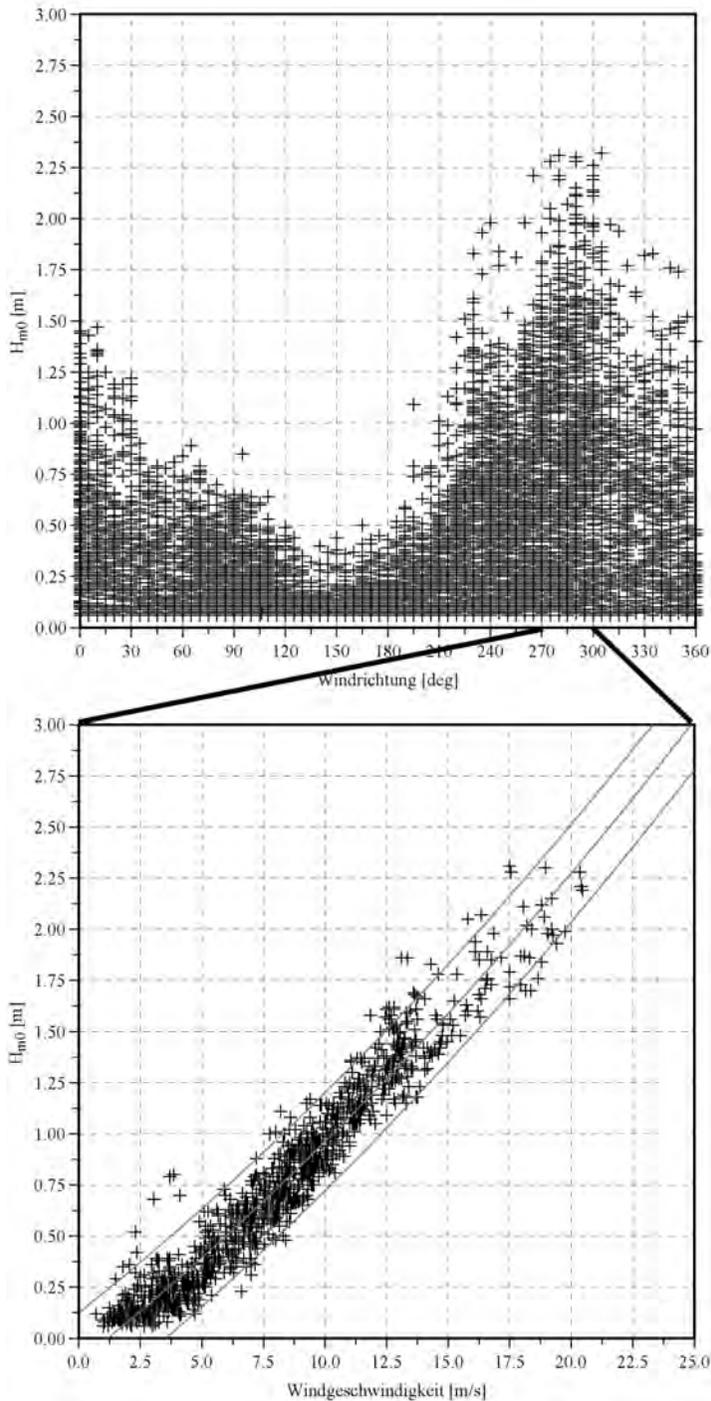


Abb. A 3.47: Gemessene signifikante Wellenhöhen in Abhängigkeit von der mittleren Windgeschwindigkeit im Projektgebiet Heiligenhafen und Korrelationsfunktion mit zugehörigem 90 % Konfidenzintervall. Beispiel Windrichtungsklasse  $270^\circ \leq \Theta_{\text{Wind}} < 300^\circ$  (FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999)

### Wellenanlafrichtungen

Ein weiterer, wesentlicher Schritt für die Anwendung von Wind-Wellen-Korrelationen als Grundlage für die Bemessung von Bauwerken im Küstenwasserbau ist die Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Windrichtung und der Wellenanlafrichtung. Die in der Ingenieurpraxis im Allgemeinen angewendeten parametrischen Seegangsvorhersageverfahren gehen davon aus, dass im Tiefwasser die Wellenanlafrichtung der Windrichtung entspricht. Diese Annahme ist für viele Anwendungen zu stark vereinfachend und nicht ausreichend genau (vgl. z. B. SCHADE, 1991; STROTMANN et al., 1992). Durch die Berücksichtigung von Flachwassereffekten sowie Einflüssen aus der Brandung des Windfeldes können Abweichungen zwischen berechneter und tatsächlicher Wellenanlafrichtung bei Seegangsvorhersageverfahren vermindert werden.

Auf der Basis von gemessenen Wind- und Seegangparametern wird der statistische Zusammenhang zwischen der Wind- und der Wellenanlafrichtung ermittelt. In Abb. A 3.48 ist die grundsätzliche Vorgehensweise dargestellt. Die für die Korrelation zugrunde gelegten Daten (Abb. A 3.48a) werden in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit klassifiziert als:

- Starkwindereignisse<sup>5</sup> (im Bsp.  $\bar{U} > 7,5$  m/s, Abb. A 3.48b),
- Ereignisse mit mäßigem Wind (im Bsp.  $5 \text{ m/s} \leq \bar{U} \leq 8,5$  m/s, Abb. A 3.48c) und
- Ereignisse mit schwachem Wind (im Bsp.  $\bar{U} < 5$  m/s, Abb. A 3.48d).

Für die Verhältnisse im ausgewählten Projektgebiet (Schönhagen) ergibt sich bei der Betrachtung aller Ereignisse (Abb. A 3.48a) erwartungsgemäß keine direkte Abhängigkeit der Wellenanlafrichtungen von den Windrichtungen. Die Wellenanlafrichtungen sind teilweise völlig unabhängig von der Windrichtung, insbesondere bei ablandigem Wind (in diesem Beispiel Wind aus westlichen Richtungen). Eine nach der mittleren Windgeschwindigkeit differenzierte Betrachtung des Zusammenhangs zwischen Wind- und Wellenanlafrichtungen ergibt ein verändertes Bild.

Für Starkwindereignisse (Abb. A 3.48b) werden deutliche Abhängigkeiten zwischen Wind- und Wellenanlafrichtungen beobachtet. Auch wenn sich die Wind- und die Wellenanlafrichtungen mehr oder weniger entsprechen, wird deutlich, dass die Annahme „Wellenrichtung = Windrichtung“ selbst für Starkwindereignisse allgemein nicht haltbar ist. Die Abweichungen zwischen den Wind- und Wellenanlafrichtungen gehen auch für vergleichsweise einfach strukturierte Seegebiete (wie in diesem Beispiel) deutlich über das theoretisch zu erwartende Maß der Veränderung der Wellenanlafrichtungen hinaus und können auch durch die Berücksichtigung von Flachwassereffekten sowie der Form des Windfeldes nicht vollständig ausgeglichen werden. Hier müssen neben den Veränderungen der Wellenanlafrichtungen zusätzlich die Veränderungen der Windrichtungen beim Auftreffen des Windes auf Land berücksichtigt werden.

Für Ereignisse mit mäßigem Wind (Abb. A 3.48c) ergeben sich in diesem Beispiel für Wind aus östlichen Richtungen ähnliche Verhältnisse wie bei den Starkwindereignissen, lediglich die Streubreite der Ergebnisse ist größer. Für Wind aus westlichen Richtungen unterscheidet sich der Zusammenhang jedoch deutlich von den Verhältnissen bei Starkwinder-

<sup>5</sup> Die hier zur Abgrenzung von Ereignissen mit starkem, mäßigem und schwachem Wind angegebenen Grenzwerte der Windgeschwindigkeit wurden auf der Basis von gemessenen Daten festgelegt. Sie müssen grundsätzlich für jedes Projektgebiet neu bestimmt werden. Für drei Projektgebiete in der südwestlichen Ostsee ergaben sich jedoch annähernd gleiche Grenzen. Die angegebenen Grenzwerte sind unabhängig von meteorologischen Definitionen zur Einteilung von Windereignissen.

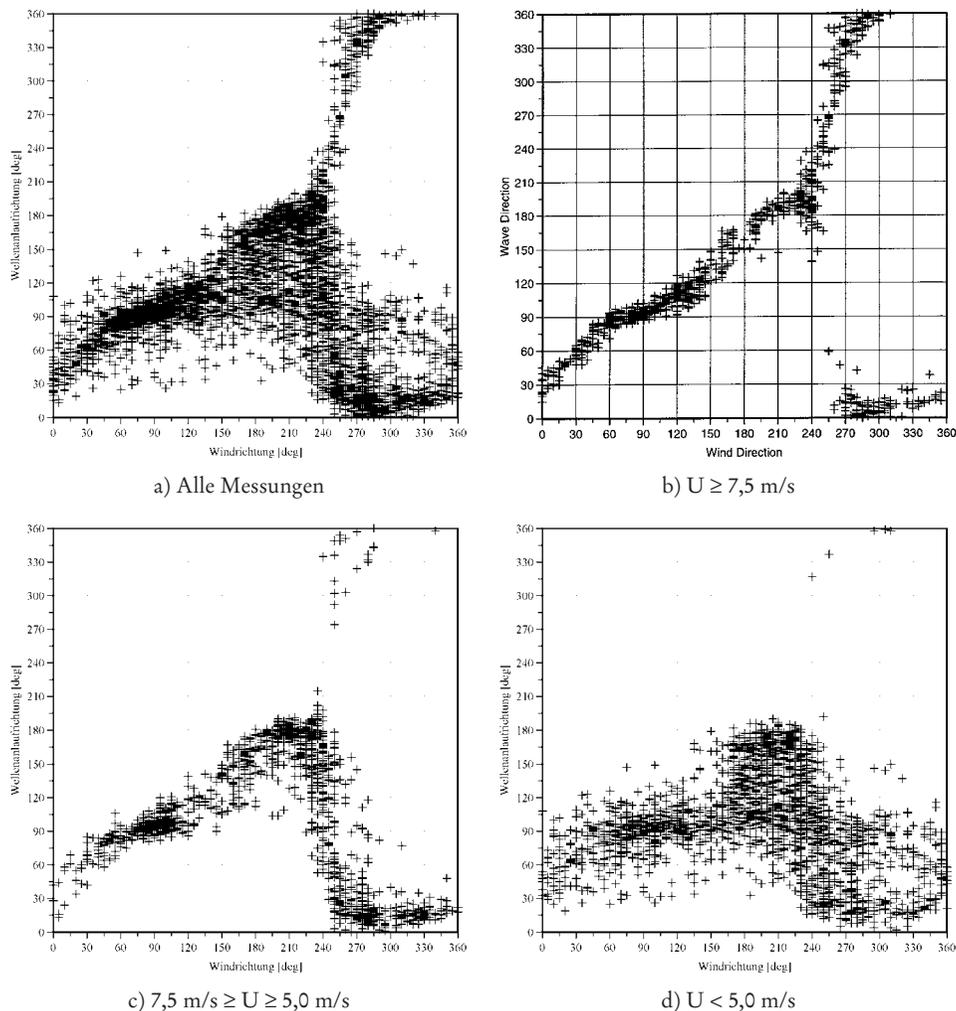


Abb. A 3.48: Gemessene Wind- und Wellenrichtungen (Projektgebiet Schönhagen, FRÖHLE et al., 1999)

eignissen. Obwohl der Wind aus westlichen Richtungen ( $210^\circ$ – $330^\circ$ ) weht, laufen die Wellen aus östlichen Richtungen an. Für Ereignisse mit schwachem Wind (Abb. A 3.48d) ergeben sich erwartungsgemäß größere Streubreiten für die Wellenanlaufrichtungen.

### Wellenperioden

Die Wellenperioden werden im Allgemeinen nicht direkt aus den lokalen Windparametern berechnet. Stattdessen erfolgt die Berechnung auf der Basis der kurzzeitstatistischen Zusammenhänge zwischen den signifikanten Wellenhöhen und den mittleren Wellenperioden (Abb. A 3.49). Für die lokale Windsee besteht im Allgemeinen ein guter Zusammenhang zwischen signifikanter Wellenhöhe und signifikanter Wellenperiode, so dass hier nicht der Um-

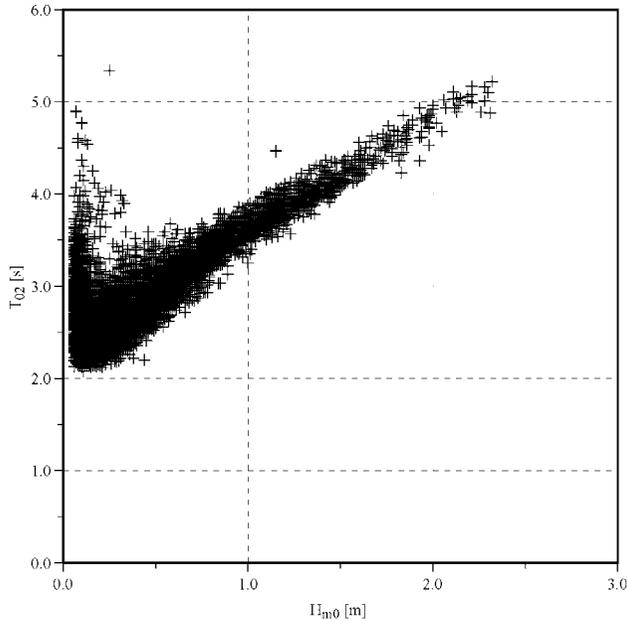


Abb. A 3.49: Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und Wellenperiode in den Projektgebieten Heiligenhafen (FRÖHLE et al., 1999)

weg über die Winddaten genommen werden muss. Die Streubreite der Ergebnisse wird hierdurch verringert, und es treten die vergleichsweise geringsten Abweichungen zwischen den gemessenen und den korrelierten Seegangparametern auf.

Der Zusammenhang muss auf Basis der Messdaten für jede Lokation gesondert berechnet werden. Für die Verhältnisse in der westlichen Ostsee wurde ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und Wellenperiode für Wellenhöhen  $H_{m0} \geq 0,20$  m ermittelt (vgl. Abb. A 3.49). Für Wellenhöhen  $H_{m0} < 0,20$  m ist keine direkte Abhängigkeit vorhanden, vielmehr treten hier Wellenperioden im Bereich von  $T_{02} = 2,0$  s bis etwa  $T_{02} = 5,0$  s unabhängig von der Wellenhöhe auf. Diese große Bandbreite der Ergebnisse ist auf Dünungseinflüsse zurückführbar. Der Einfluss der Dünung kann für praktische Fragestellungen für die Verhältnisse an der Deutschen Ostseeküste und der Deutschen Nordseeküste häufig vernachlässigt werden. Für die mögliche Einbeziehung der Dünungseinflüsse in die Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen wird auf STROTMANN et al. (1992a) verwiesen.

In Abb. A 3.50 und Abb. A 3.51 werden beispielhaft die Ergebnisse von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen für ausgewählte Bereiche der Schleswig-Holsteinischen Ostseeküste dargestellt. Für die wesentlichen Seegangparameter (Wellenhöhe, Wellenanlaufzeit und Wellenperiode) sind berechnete und gemessene Werte gegeneinander bzw. in zeitlicher Abfolge aufgetragen. Die mittlere Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Parametern betragen etwa  $\Delta H_{m0} = 10$  cm,  $\Delta \Theta_m = 20^\circ$  und  $\Delta T_{02} = 0,2$  s. Die Steigung der Ausgleichsgeraden beträgt jeweils  $m = 1,0$ , d. h. im Mittel sind berechnete und gemessene Werte gleich.

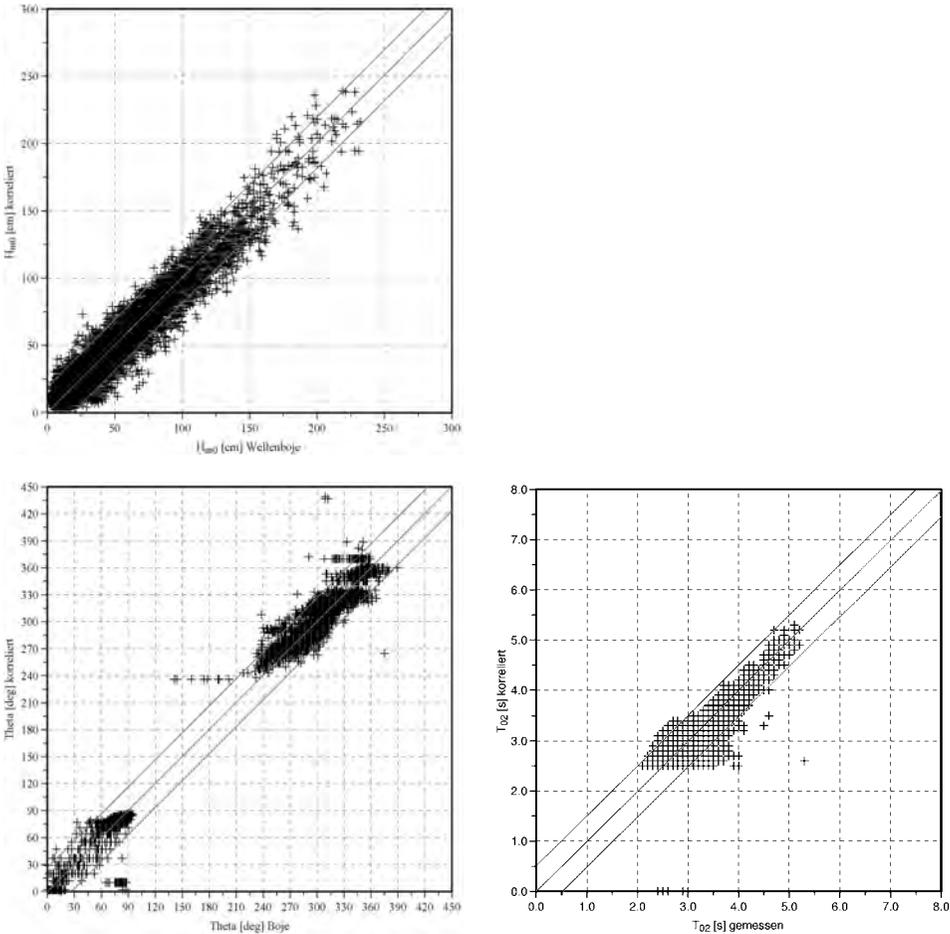


Abb. A 3.50: Berechnete und gemessene Seegangparameter mit linearer Regression und 90 % Konfidenzintervallen (FRÖHLE et al., 1999)

### 3.6.5 Schließung von Datenlücken

Für die Schließung von Datenlücken ausgewerteter Seegangparameter, d. h. die nachträgliche Ermittlung von Seegangparametern für festgelegte Projektgebiete, eignen sich grundsätzlich rein mathematische Routinen, z. B. lineare und nichtlineare Interpolationen und Spline-Interpolationsverfahren sowie Prognoseverfahren auf der Basis von Wind-Wellen-Korrelationen. Vergleichende Untersuchungen für Gebiete in der westlichen Ostsee (FRÖHLE, 2000) zeigen, dass sich in Abhängigkeit vom gewählten Verfahren und der Dauer einer Datenlücke unterschiedliche Abweichungen von den tatsächlich gemessenen Werten (Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53) ergeben. Für Wellenhöhen und Wellenanlaufzeiten werden die geringsten Abweichungen von den Messwerten mit einer einfachen linearen Regression zwischen dem letzten Wert vor der Messlücke und dem ersten Wert nach der Messlücke erreicht (in Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53 gekennzeichnet mit b), wenn die Dauer der Da-

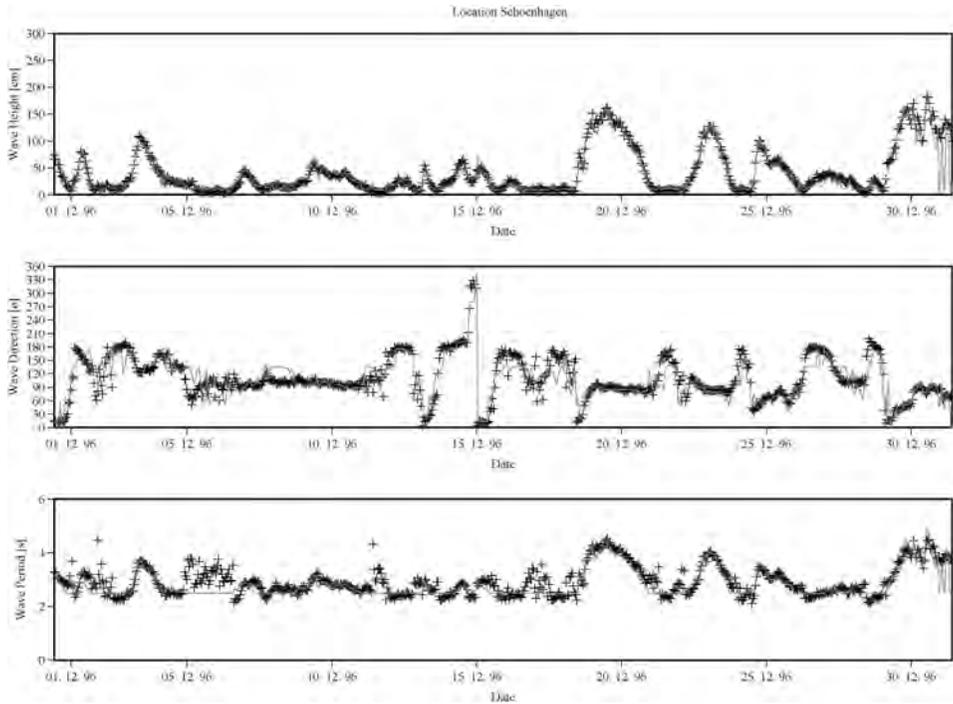


Abb. A 3.51: Gemessene (+) und berechnete (—) Wellenparameter. Projektgebiet Heiligenhafen (vgl. FRÖHLE et al., 1997)

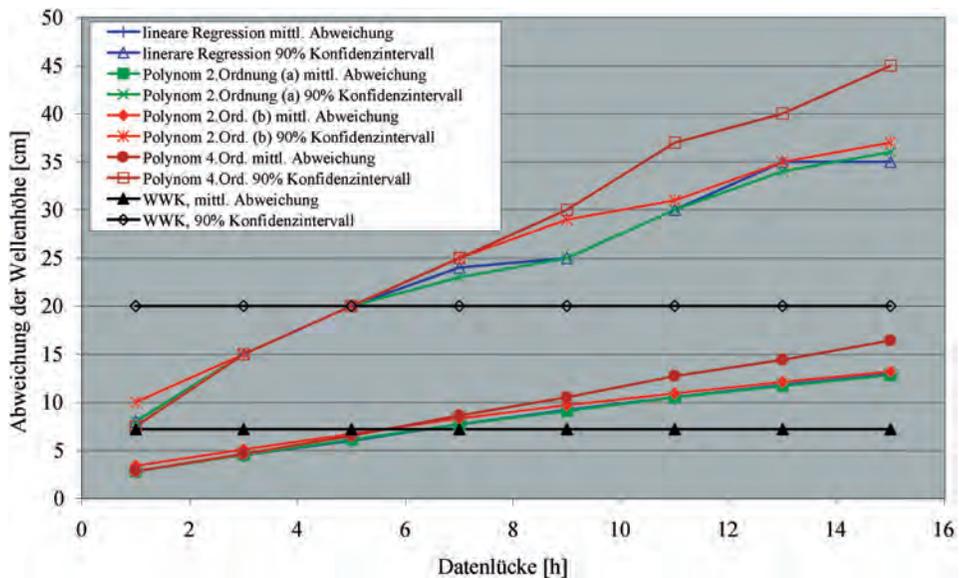


Abb. A 3.52: Abweichung von berechneten Wellenhöhen von Messwerten für ausgewählte Verfahren zur Schließung von Datenlücken

- (a): Messwert vor und nach der Datenlücke;
- (b): Einbeziehung mehrerer Messwerte vor und nach der Datenlücke

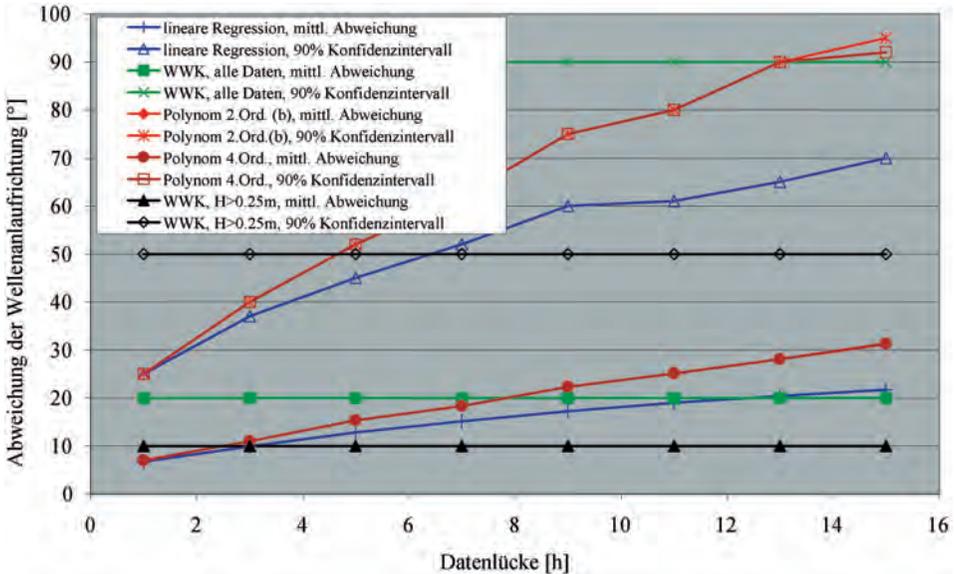


Abb. A 3.53: Abweichung von berechneten Wellenanaufrichtungen von Messwerten für ausgewählte Verfahren zur Schließung von Datenlücken  
(a): Messwert vor und nach der Datenlücke;  
(b): Einbeziehung mehrerer Messwerte vor und nach der Datenlücke

tenlücke weniger als 5–6 h beträgt. Mathematisch aufwendigere Verfahren (Spline-Interpolation, nichtlineare Regression, etc.) und auch die Einbeziehung längerer Zeiträume vor bzw. nach der Messlücke (in Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53 gekennzeichnet mit b) ergeben im Mittel keine Verbesserung der Ergebnisse; die mittleren Abweichungen werden betragsmäßig eher größer. Für den Fall, dass eine Datenlücke länger als etwa 5–6 h andauert, ergeben sich mit einer Prognose der Seegangparameter auf der Basis von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen (vgl. Kap. 3.6.4) die geringsten Abweichungen von den Messwerten.

Grundsätzlich eignen sich rein mathematische Interpolations- und Regressionsverfahren zur Schließung von Datenlücken nicht für große Datenlücken.

### 3.6.6 Extrapolation von Messreihen auf längere Zeiträume

Seegangsmessungen können im Allgemeinen wegen der beschränkten Zeit und beschränkter Geldmittel nur über vergleichsweise kurze Zeiträume durchgeführt werden, während Windinformationen häufig über lange Zeiträume verfügbar sind. Auf der Grundlage von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen können gemessene Seegangsdaten auf längere Zeiträume extrapoliert werden. Unter der Annahme, dass sich die grundsätzlichen Beziehungen zwischen den Wind- und den Wellenparametern in Projektgebieten nicht ändern, wird der mögliche Zeitraum lediglich durch die Verfügbarkeit von homogenen und vertrauenswürdigen Winddaten begrenzt.

Die Bandbreite gemessener Windgeschwindigkeiten nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Messdauer zu. Da extreme Ereignisse selten eintreten, werden nur in Ausnahmefäl-

len innerhalb des Untersuchungszeitraums extreme Wind- und hieraus resultierend extreme Seegangsbedingungen gemessen. Bevor extrapolierte Daten für weitere Untersuchungen verwendet werden können, ist es notwendig, mögliche Abweichungen der korrelierten Daten (vgl. Abs. 3.6.4) und mögliche Grenzen der Extrapolation abzuschätzen. Weiterhin ist es unabdingbar, grundsätzlich zu klären, inwiefern die den Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen zugrunde liegenden Wind- und Seegangsdaten die Bandbreite möglicher (extremer) Wind- und Seegangsbedingungen enthalten. Hierdurch wird abgeschätzt, ob die Eingangsdaten (Wind und Seegang) ausreichend für die Extrapolation sind und in welcher Größenordnung mögliche Verbesserungen der Wind-Wellen-Korrelationen als Folge einer Verlängerung des Messzeitraums liegen. Diese Untersuchungen sind Grundlage für die Ableitung von Bewertungskriterien zur Beurteilung erforderlicher Messzeiträume für Seegangsmessprogramme.

Sensitivitätsanalysen zur Extrapolation von Seegangsdaten (FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999 sowie FRÖHLE, 2000) für Projektgebiete in der südwestlichen Ostsee haben ergeben, dass die Extrapolation von Seegangsdaten abhängig von den zulässigen Abweichungen ist. (vgl. Tab. A 3.7).

Tab. A 3.7: Grenz-Windgeschwindigkeiten ( $U_{gr}$ ) und zugehörige Abweichungen für Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen (erweitert nach FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999) ( $U_{max}$ : im Messzeitraum erfasste maximale Windgeschwindigkeit)

Grenz-Extrapolations-Windgeschwindigkeit $U_{gr}$ [m/s]			
10 % Abweichung	7,5 % Abweichung	5 % Abweichung	2,5 % Abweichung
$1,33 \cdot U_{max}$	$1,24 \cdot U_{max}$	$1,16 \cdot U_{max}$	$1,05 \cdot U_{max}$

Für die Durchführung und Planung von Messprogrammen folgt hieraus, dass Seegangsmessungen, die als Basis für die Erstellung von Wind-Wellen-Korrelationen durchgeführt werden, beendet werden können, wenn die zur Korrelation benötigten Wind- und Wellendaten in den betrachteten Windrichtungssektoren bis zu den in Tab. A 3.7 angegebenen Grenz-Windgeschwindigkeiten verfügbar sind<sup>6</sup>. In günstigen Fällen ist es also möglich, Wind-Wellen-Beziehungen auf der Basis von vergleichsweise kurzzeitigen Seegangsmesskampagnen ohne wesentliche Einschränkungen hinsichtlich der Genauigkeit der Ergebnisse zu ermitteln; Kosteneinsparungen für Messprogramme sind dann erheblich.

<sup>6</sup> Hierbei wird für die Auswertungen davon ausgegangen, dass die Anzahl der für die Ermittlung der Wind-Wellen-Korrelationen zur Verfügung stehenden Datensätze ausreicht, um mit den Regressionsrechnungen physikalisch sinnvolle Ergebnisse zu erzielen.

## 3.7 Bemessungsseegang

## 3.7.1 Definitionen und Vorbemerkungen

Bemessungsseegang ist das Seegangereignis, das die maßgebende Belastung eines Bauwerks oder eines Bauwerksteils hervorruft, oder die Wirkung eines Bauwerks oder einer Baumaßnahme charakteristisch zum Ausdruck bringt.

Da die Belastung oder die Wirkung im Allgemeinen auch von Seegangsrichtung, Wasserstand, Strömung und Wind abhängig sind, muss die Festlegung des Bemessungsseegangs unter Berücksichtigung dieser Einflussgrößen erfolgen. Der Bemessungsseegang ist nicht zwangsläufig das extreme Seegangereignis, sondern es muss aus verschiedenen möglichen Parameterkombinationen die ungünstigste Belastung oder das ungünstigste funktionelle Verhalten ermittelt werden.

Sofern keine natürliche Obergrenze für die Stärke eines Seegangs vorhanden ist (wie z. B. durch Wassertiefenbegrenzung infolge des Brechkriteriums in flachem Wasser), kann die Auswahl eines Bemessungsseegangs nur unter Berücksichtigung der Lebensdauer (oder Einsatzzeit) und des festzulegenden Risikos erfolgen.

Bauwerke und Baumaßnahmen im Küstenbereich müssen unter funktionellen und konstruktiven Gesichtspunkten bemessen werden. Grundlage für die Planung und die Bemessung hinsichtlich der Seegangswirkung sind gebietsbezogene (örtliche) Informationen über die Häufigkeit der „Stärke“ von Seegangereignissen. Diese sind standardmäßig gekennzeichnet durch die einfachen signifikanten Seegangsparameter (s.a. Abschn. 3.3.2):

- signifikante Wellenhöhe  $H_s$  ( $H_{1/3}$ ,  $H_{m0}$ )
- signifikante oder mittlere Wellenperioden  $T_s$  ( $T_{H1/3}$ ,  $\bar{T}$ ,  $T_{0,1}$ ,  $T_{0,2}$ ,  $T_p$ )
- Richtung  $\Theta$

und sollten nach Möglichkeit einen Bezug zu Wasserständen, Wind und ggf. Strömungen aufweisen. Insbesondere können synchrone Windinformationen bei der Bewertung hinsichtlich der statistischen Signifikanz hilfreich sein. Zunehmend können aber auch weitere Informationen zur Struktur des Seegangs angegeben werden (z. B. Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen und Perioden, Gruppierung hoher Wellen, Asymmetrien, Energiedichteverteilung über Frequenz und Richtung) und in Bemessungsverfahren einfließen.

Je nach Aufgabe sind bei der Festlegung von Bemessungsseegang konstruktive und/oder funktionelle Gesichtspunkte zu berücksichtigen.

Die **k o n s t r u k t i v e B e m e s s u n g** dient dem Nachweis der Standfestigkeit des Bauwerks oder von Bauwerksteilen und muss daher in jedem Fall extreme Seegangsbedingungen während der Lebensdauer des Bauwerks berücksichtigen. Wegen der üblicherweise vergleichsweise kurzen Zeiträume, für die Seegangsdaten zur Verfügung stehen, muss fast immer eine Extrapolation der Daten mit geeigneten Verfahren der Statistik vorgenommen werden.

Die **f u n k t i o n e l l e B e m e s s u n g** behandelt Probleme wie die Schutzwirkung von Bauwerken und Baumaßnahmen und deren Einfluss auf die Umgebung, und kann auch in einer Einschätzung derzeitiger und zukünftiger Zustände der Hydrologie und Morphologie bestehen.

Häufig handelt es sich dabei um Ermittlungen von integralen Größen (z. B. Küstenlängstransport, Abbruchraten) oder von Häufigkeitsangaben (z. B. Überschreitungswahrscheinlichkeiten von Wellenhöhen in Hafenanlagen). Für die funktionelle Bemessung in diesem Sinne gibt es keinen „Bemessungsseegang“, sondern es muss die statistische Verteilung von Seegangereignissen in ausgewählten Zeiträumen zugrunde gelegt werden. Zeiträume

können dabei je nach Aufgabenstellung z. B. mittlere Jahre, mittlere Saisonzeiträume oder mittlere Monate sein.

Es kann jedoch auch notwendig sein, extreme Zustände hinsichtlich der Funktion in die Bemessung einzubeziehen (z. B. maximal zulässige Überlaufwassermenge an Deichen und senkrechten Wänden, Abbruch eines Steilufers oder Rückgang einer Strandvorspülung während eines Sturmereignisses). Dann ist der Bemessungsseegang unter den gleichen Gesichtspunkten wie bei der konstruktiven Bemessung zu wählen.

In den folgenden Abschnitten wird daher bei der Beschreibung der methodischen Vorgehensweise zur Definition von Bemessungsseegang nicht nach konstruktiver und funktionaler Bemessung unterschieden, sondern danach, ob es sich um die Bewertung von integralen Größen und Häufigkeitsangaben oder um das Verhalten in extremen Situationen handelt.

Die zur Definition des Bemessungsseegangs notwendigen Parameter sind abhängig von der Komplexität der zur Verfügung stehenden Bemessungsverfahren (s.a. Abschn. 3.3.4). Diese reichen von Verfahren, die lediglich die Wirkung von regelmäßigen Wellen nach linearer Theorie beschreiben, bis hin zur Berücksichtigung der vollständigen dreidimensionalen Struktur des Seegangs. Es liegen teilweise nur vereinfachte Verfahren vor (oder es werden wegen des Aufwandes z. B. für Vorbemessungen nur einfache Verfahren angewendet), was bei der Wahl der Bemessungsparameter und/oder von Sicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden muss. Weiterhin besteht eine Wechselwirkung zwischen Bemessungsverfahren und Umfang und Qualität der verfügbaren Seegangsdaten (s.a. Abschn. 3.6).

### 3.7.2 Bemessung bei der Ermittlung integraler Größen und Häufigkeitsangaben

Typische Aufgabenstellungen, für diese Art Probleme sind z. B.:

- Ermittlung von Küstenlängstransport und
- Dämpfungswirkung von Wellenbrechern.

Grundlagen für die Berechnungen sind dann Verteilungen von signifikanten Wellenparametern mit Zuordnungen zu Richtungen (und ggf. Wasserständen). Tab. A 3.8 ist ein Beispiel für eine recht detaillierte Seegangsstatistik mit einer Darstellung der Häufigkeit in bestimmten Höhenklassen und verschiedenen Richtungssektoren. Den jeweiligen Höhenklassen sind die ebenfalls dargestellten mittleren Wellenperioden und Wasserstände zugeordnet.

Zur Ermittlung z. B. des Küstenlängstransports kann für jede Kombination von Höhenklasse und Richtungssektor nach einem geeigneten Verfahren (z. B. der CERC-Formel) die Transportmenge und -richtung entsprechend der angegebenen Häufigkeit berechnet und die Summe gebildet werden, die dann einer mittleren Jahressumme in dem der Tabelle zugrunde liegenden Messzeitraum entspricht.

Einen Übergang zur Extremwertstatistik stellt die Ermittlung von Seegangszuständen dar, deren Überschreitung mit einer bestimmten Dauer im Jahr (z. B. fünf Tage) zugelassen werden soll. Auch diese Aufgabenstellung kann auf der Grundlage von tabellarisch zusammengestellten Wellenparametern mit den entsprechenden Häufigkeitsangaben behandelt werden. Hierzu werden dann Veränderungen der Wellenhöhe jeder Klasse (durch z. B. Refraktion, Shoaling, Diffraction) berechnet. Für eine Darstellung der Gesamtheit der Ergebnisse kann dann eine graphische Summierung der für die verschiedenen Richtungssektoren gewonnen Ergebnisse vorgenommen werden. Die graphische Summierung wird angewendet, um die in jedem Richtungssektor nach der Umrechnung vorhandenen unterschiedlichen neuen Klassengrenzen (die Häufigkeiten der Originalklasse wird beibehalten) zusammenführen zu können.

Tab. A 3.8: Mittlere Häufigkeit der Wellenhöhen und Wellenanlauffrichtungen mit zugehörigem Mittelwert der Wellenperiode ( $T_{02}$ ) und zugehörigem Mittelwert des Wasserstandes (Bsp. Projektgebiet Heiligenhafen, Zeitraum 1991–1998, FRÖHLE et al., 1999)

Häufigkeitsverteilung der Seegangs, Projektgebiet Heiligenhafen (01.01.1991 – 31.12.1998)													
$H_{m0}$ cm	N	NE	E	SW	W	NW							
	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5	Summe
0–25	0,09965	0,00023	0,00125	0,00852	0,03358		0,01445	0,01680		0,11194	0,08042	0,04032	0,40714
25–50	0,01213	0,00499	0,00483	0,02045	0,03215		0,00158	0,02023	0,04249	0,04674	0,04299	0,01685	0,24541
50–75	0,01478	0,00220	0,00197	0,00436	0,00792		0,00011	0,00553	0,02804	0,04883	0,02949	0,00603	0,14925
75–100	0,00750	0,00090	0,00026	0,00050	0,00088			0,00197	0,01231	0,03733	0,02498	0,00474	0,09136
100–125	0,00319	0,00021	0,00012	0,00049	0,00005			0,00071	0,00410	0,02313	0,02048	0,00305	0,05553
125–150	0,00164	0,00017						0,00012	0,00179	0,01182	0,01286	0,00132	0,02972
150–175	0,00105	0,00006						0,00015	0,00076	0,00454	0,00534	0,00070	0,01260
175–200	0,00044							0,00002	0,00017	0,00140	0,00261	0,00043	0,00505
200–225	0,00021								0,00006	0,00080	0,00114	0,00011	0,00232
225–250	0,00014									0,00040	0,00050	0,00008	0,00111
250–275	0,00008									0,00008	0,00020	0,00005	0,00040
275–300	0,00005								0,00002		0,00002		0,00008
300–325													
325–350										0,00003			0,00003
Summe	0,14085	0,00876	0,00842	0,03430	0,07457		0,01614	0,04554	0,08972	0,28703	0,22102	0,07365	1,00000

Zugehörige mittlere Wellenperiode $T_{02}$ (s)												
$H_{m0}$ cm	N	NE	E	SW	W	NW						
	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5
0–25	2,7	2,6	2,6	2,5	2,6		2,7	2,6		2,6	2,7	2,6
25–50	2,8	2,7	2,7	2,7	2,7		2,7	2,8	2,8	2,8	2,8	2,7
50–75	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0		3,0	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
75–100	3,4	3,4	3,3	3,4	3,3			3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
100–125	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7			3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
125–150	4,0	4,0						4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
150–175	4,3	4,3						4,3	4,3	4,3	4,3	4,3
175–200	4,6							4,7	4,7	4,6	4,6	4,6
200–225	4,9								4,9	4,9	4,9	5,0
225–250	5,3									5,2	5,2	5,3
250–275	5,5									5,5	5,5	5,4
275–300	5,8								5,9		5,7	
300–325												
325–350												

Zugehöriger mittlerer Wasserstand (cm)												
$H_{m0}$ cm	N	NE	E	SW	W	NW						
	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5
0–25	503	519	509	506	504		497	492		497	501	505
25–50	517	520	516	507	505		499	491	492	497	503	510
50–75	526	539	535	518	516		502	481	483	494	507	514
75–100	532	554	572	536	530			484	476	490	506	512
100–125	542	563	616	548	536			481	471	487	502	516
125–150	538	572						480	457	483	496	515
150–175	542	644						487	460	475	493	519
175–200	556							486	453	470	491	520
200–225	595								449	476	486	509
225–250	581									464	493	479
250–275	610									448	490	508
275–300	617								531		437	
300–325												
325–350										503		

Abbildung A 3.54 gibt ein Beispiel für eine so vorgenommene Berechnung der Veränderung von Seegang von tiefem Wasser (hier 20 m) zur Untersuchungslokation durch Refraktion und Shoaling und die durch Diffraktion abgeminderten Wellenhöhen an verschiedenen Lokationen in einem Hafen als Überschreitungshäufigkeiten.

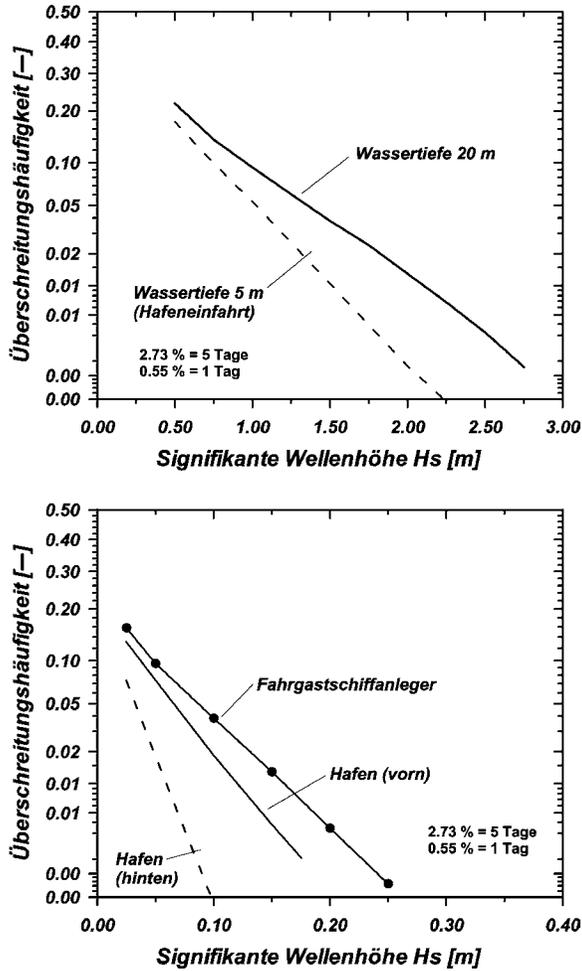


Abb. A 3.54: Beispiel für die Darstellung der Veränderung von Seegang mit der Wassertiefe (Refraktion und Shoaling) und die durch Diffraktion abgeminderten Wellenhöhen an verschiedenen Lokationen in einem Hafen als Überschreitungshäufigkeiten

### 3.7.3 Bemessung auf extreme Ereignisse und Risikoaspekte

Für die konstruktive Bemessung und/oder zur Abschätzung extremer Zustände hinsichtlich der Funktion des Bauwerks (z. B. maximal zulässige Überlaufwassermenge, Abbruch eines Steilufers, Rückgang einer Strandvorspülung während eines Sturmereignisses) ist eine Abschätzung von extremen Seegangereignissen für einen Betrachtungszeitraum (z. B. Lebensdauer des Bauwerks, Dauer einer Baumaßnahme) notwendig. Wegen der üblicherweise geringeren Dauer der zur Verfügung stehenden Daten muss eine Extrapolation mit geeigneten Verfahren der Extremwertstatistik vorgenommen werden (siehe Kapitel 8).

Häufig, aber nicht grundsätzlich zutreffend, besteht dies in der Einschätzung von signifikanten Seegangparametern (meist nur der richtungsabhängigen signifikanten Wellenhöhe

$H_s$ , der dann ein signifikanter Periodenparameter zugeordnet wird) mit einer bestimmten Häufigkeit, ausgedrückt durch das Wiederkehrintervall. Diese Vorgehensweise wird im Allgemeinen als deterministische Bemessung bezeichnet.

Aussagen zur Frage, wie extrem der Seegang in einem bestimmten Zeitraum werden kann, können nur im Sinne der Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens bestimmter Werte angegeben werden.

Zwar wird häufig für Bauwerke im Küstenbereich, deren Versagen nicht extrem sicherheitsrelevant ist, z. B. ein Seegangereignis mit einem Wiederkehrintervall von 50 bis 100 Jahren für die Bemessung gewählt (siehe z. B. GODA, 2000). Grundsätzlich muss aber gesehen werden, dass die Festlegung des der Bemessung zugrunde zu legenden Seegangereignisses von der geplanten Lebensdauer und dem gewählten Risiko, d. h. dem Produkt aus Schadenshöhe im Versagensfall und der Wahrscheinlichkeit des Versagens abhängt.

Die Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens eines Ereignisses mit einem bestimmten Wiederkehrintervall innerhalb der Lebensdauer eines Bauwerks (encounter probability) kann näherungsweise (für die genauen Zusammenhänge, Herleitungen und Formeln wird auf Abschn. 8.5 verwiesen) nach der Formel

$$p = \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right)^N \right\} \cdot 100$$

mit

$T_R$  = Wiederkehrintervall (Jahre)

$N$  = Lebensdauer (Jahre)

$p$  = Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens der Wellenparameter

berechnet werden. Für eine Lebensdauer von 30 Jahren sind danach die folgenden Wahrscheinlichkeiten zu erwarten (siehe dazu auch Abb. A 8.5 in Abschn. 8.5):

$T_R$	$P$ ( $N = 30$ Jahre)
50 Jahre	45 %
100 Jahre	26 %
200 Jahre	14 %
500 Jahre	6 %
1000 Jahre	3 %

Zwar ist auch die Auswahl dieser Wahrscheinlichkeiten zunächst wieder willkürlich, es erscheint jedoch eine realistischere Einschätzung und Bewertung möglich. Die von BOCCOTTI (2000) und FRÖHLE (2000) gegebenen Empfehlungen sind in den folgenden Tabellen A 3.9.1 bis A 3.10 zusammengestellt.

Tab. A 3.9: Empfehlung zur Wahl von mittleren Eintrittswahrscheinlichkeiten nach BOCCOTTI (2000)  
Tab. A 3.9.1: (Mindest-)Nutzungsdauer  $n$  [Jahre]

Sicherheitsstufe <sup>(1)</sup> →	1	2	3
Bauwerksart ↓			
Allgemeine Nutzung	25	50	100
Spezielle industrielle Nutzung	15	25	50

Tab. A 3.9.2: Maximale Eintrittswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer

Wirtschaftliche Folgen im Schadensfall <sup>(2)</sup>	Risiko für Menschenleben <sup>(3)</sup>	
	gering	hoch
niedrig	0,20	0,15
mittel	0,15	0,10
hoch	0,10	0,05

Tab. A 3.9.3: Maximale Eintrittswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer (zweite Überprüfung für geschüttete Wellenbrecher; Seegang, dem ein Wellenbrecher ohne Beschädigung standhalten muss)

Wirtschaftliche Folgen im Schadensfall <sup>(2)</sup>	Risiko für Menschenleben <sup>(3)</sup>	
	gering	hoch
niedrig	0,50	0,30
mittel	0,30	0,20
hoch	0,25	0,15

<sup>(1)</sup> Stufe 1: Bauwerke von örtlicher Bedeutung; geringes Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall. Stufe 2: Bauwerke von allgemeiner Bedeutung; mittleres Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall. Stufe 3: Hochwasserschutzbauwerke oder Bauwerke von internationaler Bedeutung; hohes Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall.

<sup>(2)</sup> Die Bewertung erfolgt anhand des Quotienten Q zwischen Verlust und Investitionshöhe:

$$Q \leq 5 \Rightarrow \text{niedrig}; \quad 5 < Q \leq 20 \Rightarrow \text{mittel}; \quad Q > 20 \Rightarrow \text{hoch}.$$

<sup>(3)</sup> Risiko für Menschenleben hoch oder gering abhängig davon, ob Verluste an Menschenleben im Versagens- oder Schadensfall erwartet werden oder nicht.

Tab. A 3.10: Anhaltswerte für die Festlegung von Eintrittswahrscheinlichkeiten von Seegangseingangsdaten für die konstruktive Bemessung von Bauwerken in Abhängigkeit von gegebenen Gefährdungspotentialen (Zusammengestellt nach Angaben in: CUR 1991, EM 1614 1995, EAK 1993 und diversen Fallstudien) (aus FRÖHLE, 2000)

Art der Gefährdung	mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit und entsprechender Wiederholungszeitraum	Eintrittswahrscheinlichkeit während des Nutzungszeitraumes
Menschenleben unmittelbar gefährdet	$10^{-4} \hat{=} 10\,000$ Jahre	< 1 %
Hohe Sachwerte <sup>7</sup> gefährdet Menschenleben gefährdet	$10^{-3}-10^{-4} \hat{=} 1000-10\,000$ Jahre	< 5 %
Hohe Sachwerte <sup>7</sup> gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	$10^{-2}-10^{-3} \hat{=} 100-1000$ Jahre	5 %–25 %
Sachwerte <sup>7</sup> gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	$2 \cdot 10^{-2}-1 \cdot 10^{-2} \hat{=} 50-100$ Jahre	25 %–50 %
geringe Sachwerte <sup>7</sup> gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	$> 2 \cdot 10^{-2} \hat{=} < 50$ Jahre	> 50 %

<sup>7</sup> Verluste als Folge von Betriebsausfällen sind einzuschließen.

Die Auswahl des Bemessungsseegangs kann auch nicht unabhängig von der Baumaßnahme bzw. dem Versagenskriterium oder der Art eines vorgegebenen funktionalen Grenzwertes (z. B. Wellenauflaufhöhe, Überlaufmenge) gesehen werden. Vielmehr muss der Bemessungsseegang mit dem ggf. zugehörigen Wasserstand konsequenterweise nach dem Wiederkehrintervall des maßgebenden Versagenskriteriums oder Grenzwertes bestimmt werden. Dies setzt zuallererst die Kenntnis der möglichen Versagensursachen voraus. Danach ist ggf. durch Variation verschiedener Kombinationen von Wasserständen und Wellenparametern mit entsprechenden Wiederkehrintervallen die Wahrscheinlichkeit des Versagens oder des Überschreitens von vorzulegenden Grenzwerten festzulegen.

Kann das Versagenskriterium selber noch mit einer Wahrscheinlichkeit belegt werden, führt dies zur „Probabilistischen Bemessung“ (bei GODA, 2000: *probabilistic approach/reliability-based design*).

Die probabilistische Bemessung ist nach GODA (2000) theoretisch der deterministischen Bemessung überlegen, weil sie die Unsicherheit der verschiedensten in die konstruktive Planung eingehenden Faktoren berücksichtigt. Er weist jedoch auf die grundsätzliche Problematik der Wahl von Lebensdauern und zulässigen Werten der Versagenswahrscheinlichkeiten hin.

Als möglichen Ausweg bezeichnet er die Kosten-Nutzen-Analyse, bei der die Konstruktionskosten für vorgegebene Bemessungswerte und die Kosten aus zu erwartenden Bauwerksschäden berechnet werden. Zur Bemessung werden dann die Randbedingungen angesetzt, bei denen die Gesamtkosten am geringsten werden.

Eine ausführliche Beschreibung der gesamten Problematik der Bemessung von Küstenschutzmaßnahmen mit Beispielen für verschiedene Bemessungsarten wird von HEADLAND et al. in HERBICH (2000) gegeben.

### 3.7.4 Kurzzeitstatistik

Wegen der besonderen Bedeutung der statistischen Verhältnisse der Parameter H und T einzelner Wellen im Zeitbereich für Simulationen und ggf. auch im Rahmen von Bemessungsverfahren soll diese bereits in Kap. 3.3.3 angesprochene Thematik im Folgenden etwas ausführlicher behandelt werden (s. dazu auch FRÖHLE, 2000).

Zwischen den Höhen einzelner in einer Messung erfassten Wellen bestehen statistische Zusammenhänge, die nach Untersuchungen von LONGUET-HIGGINS unter bestimmten Voraussetzungen (engbandiges Spektrum) durch die RAYLEIGHsche Verteilungsfunktion beschrieben werden können.

Die Wahrscheinlichkeitsdichte p der RAYLEIGH-Verteilung ist

$$p = \frac{dP}{dH} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{H}{H_m^2} \cdot \exp - \left[ \frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{H}{H_m} \right)^2 \right]$$

und die Wahrscheinlichkeit p des Auftretens einer Welle bestimmter Höhe H ist

$$P = 1 - e^{-\frac{\pi}{4} \cdot \left( \frac{H}{H_m} \right)^2}$$

Aufbauend auf der RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion ergeben sich die Beziehungen zwischen den charakteristischen Wellenhöhen wie folgt:

$$\begin{aligned}
 H_m &= 0,63 \cdot H_{1/3} \text{ (entsprechend gilt } H_{1/3} = 1,59 \cdot H_m) \\
 H_{1/10} &= 1,27 \cdot H_{1/3} \\
 H_{1/100} &= 1,67 \cdot H_{1/3} \\
 H'_{\max} &= 1,86 H_{1/3}.
 \end{aligned}$$

Hinsichtlich der wahrscheinlichsten maximalen Wellenhöhen  $H'_{\max}$  ist anzumerken, dass  $H'_{\max}$  abhängig ist von der Anzahl  $N$  der Wellen im Sturm. Nach der Theorie von LONGUET-HIGGINS ist (vgl. Kap. 3.3.3)

$$H'_{\max} = 1,13 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_m \quad \text{bzw.} \quad H'_{\max} = 0,707 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_{1/3}.$$

Die Gleichung (vgl. Tab. A 3.11) zeigt, dass die Wellenhöhe  $H'_{\max}$  unbegrenzt mit der Anzahl der Wellen zunimmt. Der oben angegebene Zahlenwert für  $H'_{\max}$  gilt für  $N = 1000$  Wellen.

Tab. A 3.11: Verhältnis  $H'_{\max} / H_{1/3}$  nach LONGUET-HIGGINS

Anzahl $N$	$H'_{\max} / H_{1/3}$
100	1,52
500	1,76
1 000	1,86
10 000	2,15
100 000	2,40

Geht man von einer mittleren Wellenperiode von 7 s aus, so würde  $N = 1000$  Wellen einer Dauer des Ereignisses von rd. 2 Std. entsprechen, bei  $N = 10\,000$  bereits rd. 20 Std.. Im Vergleich dazu liegen die Messdauern für einzelne Messungen bei lediglich 20 bis 30 Minuten. Bei einer Extrapolation auf längere Zeiträume ist zu beachten, dass Veränderungen des Windfeldes oder wechselnde Wasserstände in der Natur auftreten und die Voraussetzungen der Stationarität i. A. nicht gegeben sind. Verhältniswerte  $H'_{\max}/H_{1/3} > \text{rd. } 2,0$  sind daher in Naturmessungen kaum zu erwarten. Treten deutlich höhere Verhältnisse  $H'_{\max} / H_{1/3}$  auf, muss die Möglichkeit von „freak-waves“ (und deren Ursache) oder Messfehlern geprüft werden.

Auch die Beziehungen zwischen  $H_m$ ,  $H_{1/10}$ ,  $H_{1/100}$  zu  $H_{1/3}$  sind, da die Voraussetzungen der RAYLEIGH-Verteilung und der Theorie von LONGUET-HIGGINS nur näherungsweise erfüllt sind, keine festen Werte. Veränderungen sind bedingt durch die Verteilung der Wellen aber auch durch deren Asymmetrie. Anzumerken ist ferner (SILVESTER, 1974), dass im Schrifttum die Verteilungsfunktionen auch auf die  $H_{\text{rms}}$ -Wellenhöhe anstatt auf  $H_m$  bezogen wird, welches bei Vergleichen zu beachten ist.

In diesem Zusammenhang durchgeführte Auswertungen von WAVERIDER-Messungen im Franzius-Institut zeigen, dass geringe Messzeiten (teilweise werden nur 5-Minuten- oder 10-Minuten-Messungen durchgeführt) zu erheblichen Fehlern führen können und eine Messzeit von jeweils 30 Min. im Hinblick auf die Erfassung statistischer Gesetzmäßigkeiten möglichst nicht unterschritten werden sollte.

Wird dieses beachtet, so zeigen Auswertungen von Messungen in vergleichsweise tiefem Wasser für verschiedene Seegebiete eine recht gute Übereinstimmung zur Theorie (Beispiel Sylt, WAVEC-Messungen, Abb. A 3.55).

Auch die vorher genannten Beziehungen zum spektralen Wellenhöhenparameter  $H_{m0}$  werden durch Messungen bestätigt, während Beziehungen zwischen Wellenhöhenparame-

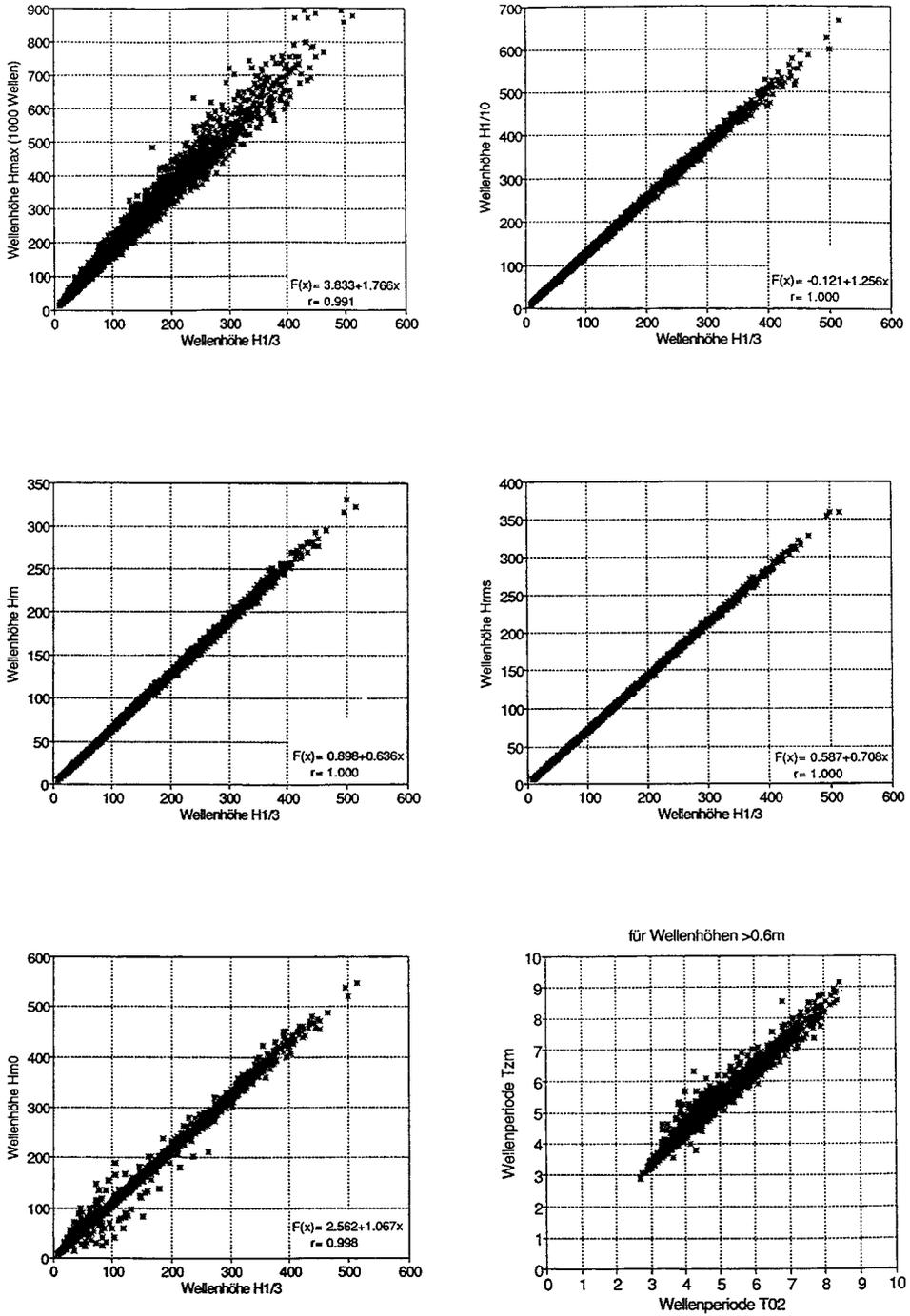


Abb. A 3.55: Kurzzeitstatistische Auswertungen von Seegangsmessungen, Beispiel Sylt (STROTMANN et al., 1992)

tern und Periodenparametern erwartungsgemäß große Streuungen aufweisen (SCHÜTT-RUMPF, 1973) und funktionale Abhängigkeiten, die im Schrifttum vielfach angegeben werden, nicht bestehen.

Kurzzeitstatistische Beziehungen werden schließlich durch Flachwassereffekte und insbesondere durch Brechvorgänge entscheidend beeinflusst. Auf die Untersuchungen von SIEFERT, (1973) und die dort gegebenen Hinweise für deutsche Küstenverhältnisse (im Wesentlichen Wattgebiete der Nordsee) sei in diesem Zusammenhang besonders hingewiesen.

In den Auftragungen der Messungen von SIEFERT liegen die Verhältnisse  $H_{1/3} / H_m$  (bei SIEFERT mit  $C_{1/3}$  bezeichnet) zwischen etwa 1,3 und 1,6 (theoretischer Wert nach RAYLEIGH 1,59) und weisen damit eindeutig auf eine wassertiefenabhängige Verformung der Verteilungsfunktion der Wellenhöhen hin. Beispiele aus Messungen über einer 1 : 30 geneigten ebenen Böschung in einem hydraulischen Modell sind in GÖTSCHENBERG u. DAEMRICH (1987) gegeben.

Grundsätzlich können auch aus den Diagrammen zur Ermittlung der Wellenhöhen nach GODA (1985 und 2000) (s. a. Abschn. 3.4.4) die dem theoretisch/empirischen Modell zugrunde liegenden Verhältniswerte zwischen maximalen Wellen (wobei GODA dort  $H_{1/250}$  als maximale Welle wählt) und signifikanten Wellenhöhen  $H_{1/3}$  bestimmt werden.

Von WEISS (2001) werden die folgenden Verhältniswerte für den Sekundärseegang (nach dem Brechen) empfohlen, die auf Messungen und Erfahrungen im Ostseebereich aufbauen, aber auch durch die vorgenannten Quellen bestätigt werden (Tab. A 3.12):

Tab. A 3.12: Zeitbereichsparameter nach dem Brechen (WEISS, 2001)

$H_m^{\text{sek}} = 0,6 H_{\text{max}}^{\text{sek}} (1/100)$	$H_m^{\text{sek}} = 0,75 H_{1/3}^{\text{sek}}$	$H_{1/3}^{\text{sek}} = 1,33 H_m^{\text{sek}}$
$H_{1/3}^{\text{sek}} = 0,8 H_{\text{max}}^{\text{sek}} (1/100)$	$H_{\text{max}}^{\text{sek}} (1/100) = 1,25 H_{1/3}^{\text{sek}}$	$H_{\text{max}}^{\text{sek}} (1/100) = 1,67 H_m^{\text{sek}}$

Diese Werte können als ungünstige Einschätzung von  $H_{1/3}^{\text{sek}}$  und  $H_m^{\text{sek}}$  aus  $H_{\text{max}}$  angesehen werden. Die Abschätzung von  $H_{\text{max}}$  aus ggf. bekannten Werten von  $H_{1/3}^{\text{sek}}$  und  $H_m^{\text{sek}}$  dagegen könnte zu einer Unterschätzung des tatsächlichen Wertes von  $H_{\text{max}}$  führen, da je nach Lage des betrachteten Ortes zur Brecherzone die Verhältniswerte zwischen den in Tab. A 3.12 zugrunde gelegten und den theoretischen Werten nach der RAYLEIGH-Verteilung liegen, welche in solchen Fällen als auf der sicheren Seite liegend vorgezogen werden sollten.

Wie bereits in Kap. 3.3 erwähnt und auch oben angesprochen, sind auch für tiefes Wasser entsprechende Verhältnisse der Periodenparameter nicht gegeben. Schon für Standardspektren (JONSWAP-Spektren mit verschiedenen  $\gamma$ -Werten) sind die Periodenverteilungen stark unterschiedlich (SOBEY, 1992). Die von LONGUETT-HIGGINS vorgeschlagene gemeinsame Verteilung von Wellenhöhen und Wellenperioden erscheint unrealistisch im Vergleich zu Ergebnissen aus Messungen in der Natur. Die von SOBEY durchgeführten numerischen Simulationen (SOBEY, 1992) zeigen dagegen einen plausiblen Weg zur Ermittlung der Verteilungen für beliebige Seegangsspektren auf.

Soweit bei Simulationsverfahren die Wellenperiode einen starken Einfluss hat (z. B. beim Wellenaufbau), kommt einer realistischen Periodenverteilung eine große Bedeutung zu. Um Unsicherheiten der Verknüpfung von Periodenverteilung und Wellenhöhenverteilung zu vermeiden, sollte die Möglichkeit der Nutzung von Verteilungen kombinierter Parameter (z. B.  $H \cdot T$ ,  $\sqrt{H} \cdot T$ ,  $H/T^2$  o. ä.) geprüft werden.

## 3.8 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 3

- ALR HUSUM: Dokumentation der Messprogramme des ALR Husum, unveröffentlichter Bericht, Husum, 2002.
- BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proc. 14th Intern. Conf. on Coastal Eng., Copenhagen, 1974.
- BATTJES, J. A.: Surf-Zone Dynamics. Annual Reviews Fluid Mechanics, Vol. 20, 1988.
- BATTJES, J. A.: Run-up Distribution of Waves Breaking on Slopes. Proc. ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, Vol. 97, No. WW1, 1971.
- BATTJES, J. A. u. JANSSEN, J. P. F. M.: Energy Loss and Set-Up Due to Breaking of Random Waves. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng., Hamburg 1978.
- BERGER, U.: MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem. Mitt. d. Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 43, 1976.
- BERGMANN, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. Mitteilungen Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 147, 2001.
- BISHOP, C. T.; DONELAN, M. A. u. KAHMA, K. K.: Shore Protection Manual's Wave Prediction Reviewed. Coastal Engineering, 17, 1992.
- BOCCOTTI, B.: Wave Mechanics for Ocean Engineering. Elsevier Oceanography Series, 64, Elsevier, Amsterdam, 2000.
- BOOIJ, N.; RIS, R. C. u. HOLTHUIJSEN, L. H.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions 1. Model Description and Validation. J. Geoph. Research, 104, C4, 1999.
- BOUWS, E. u. BATTJES, J. A.: A Monte Carlo Approach to the Computation of Refraction of Water Waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 87, NO C8, 1982.
- BOUWS, E.; GÜNTHER, H.; ROSENTHAL, W. u. VINCENT, C. L.: Similarity of the Wind Wave Spectrum in Finite Depth Water. Journal of Geophysical Research, Vol. 90, 1985a.
- BOUWS, E. et al.: A Shallow Water Intercomparison of Three Numerical Wave Prediction Models (SWIM). Quart. J. R. Met. Soc. 111, 1985b.
- BYRNE, R. J.: Field Occurrences of Induced Multiple Gravity Waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 74, No. 10, 1969.
- CARTER, R. W. G. u. BALSILLIE, J. H.: A Note on the Amount of Wave Energy Transmitted Over Nearshore Sandbars. Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 8, 1983.
- CERC: Shore Protection Manual. U. S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1977.
- CERC: Shore Protection Manual. U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.
- CHAPLIN, J. R.: Developments of Stream-Function Wave Theory. Coastal Engineering, 3, 1980.
- CLAUSS, G.; LEHMANN, E. u. ÖSTERGAARD, C.: Meerestechnische Konstruktionen. Springer Verlag, Berlin, 1988.
- COLLINS, J. I.: Probabilities of Breaking Wave Characteristics. Proc. 13th Intern. Conf. on Coastal Eng., Vancouver, 1972.
- DAEMRICH, K. F.: Diffraktion gebeugter Wellen – Ein Beitrag zur Berechnung der Wellenunruhe in Häfen. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.
- DAEMRICH, K. F.; MAI, S.; OHLE, N.: Diffraktion und Reflexion von Richtungsspektren mit linearen Überlagerungsmodellen. Festschrift Prof. Partenscky, Hannover, 1996.
- DAEMRICH, K. F.: Wave Transmission at Submerged Structures. Proceedings WAVES 2001 – Fourth International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis, San Francisco, 2001.
- DAEMRICH, K. F. u. GÖTSCHENBERG, A.: Simulation von Seegang. In: Arbeits- und Ergebnisberichte 1989-90-91 des Sonderforschungsbereichs 205 – Küsteningenieurwesen –, Hannover, 1991.
- DAEMRICH, K. F. u. KOHLHASE, S.: Diffraktion an halbunendlichen Wellenbrechern. Diagramme der Wellenhöhenverteilung hinter totalreflektierenden, linienförmigen Bauwerken. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.
- DALLY, W. R.: Random Breaking Waves. A Closed-form Solution for Planar Beaches, Coastal Engineering, Vol. 14, 1990.
- DALLY, W. R.; DEAN, R. G. u. DALRYMPLE, R. A.: Wave Height Variation Across Beaches of Arbitrary Profile. Journal of Geophysical Research, Vol. 90, C6, 1985.
- D'ANGREMONT, K.; VAN DER MEER, J. W. u. DE JONG, R. J.: Wave Transmission at Low-Crested Structures. Proc. 25th ICCE, Kobe, Japan, 1996.

- DEAN, R. G.: Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application. U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, 1973.
- DEAN, R. G. u. DALRYMPLE, R. A.: Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1984.
- DONELAN, M. A.: Similarity Theory Applied to the Forecasting of Wave Heights, Periods, and Directions. Proc. Of the Canadian Coastal Conference, National Research Council, Canada, 1980.
- DVWK: Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern (zusammengestellt von W. ZIELKE). DVWK Schriften, H. 127, 1999.
- EGGERT, W.-D.: Diffraktion und Wellentransmission an Tauchwänden endlicher Länge – Ein Beitrag zur Bestimmung der Wellendämpfung teildurchlässiger Bauwerke, Mitt. des Franzius-Instituts f. Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Univers. Hannover, Heft 56, 1983.
- EGGERT, W. D. u. KOHLHASE, S.: Wave Transmission and Diffraction at Permeable Breakwaters. Proc. Intern. Conf. on Water Resources Development, Taipei, 1980.
- FENTON, J. D.: A Fifth-Order Stokes Theory for Steady Waves. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 111, No. 2, 1985.
- FENTON, J. D.: The Numerical Solution of Steady Water Wave Problems. Computers & Geosciences, 14, 1988.
- FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 28, 1966.
- FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. d. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1974.
- FÜHRBÖTER, A.; SPARBOOM, U. u. WITTE, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenaufbau auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6. Die Küste, H. 50, 1989.
- FRIGAARD, P. et. al.: IAHR List of Sea State Parameters – an Update for Multidirectional Waves. Proc. Seminar: Multidirectional Waves and their Interactions with Structures, The National Research Council of Canada, 1997.
- FRÖHLE, P. u. FITTSCHEN, Th.: Hydrodynamic Impact of Cliff Coast Areas of the Baltic Sea on the Basis of Directional Wave Measurements. Proc. 1<sup>st</sup> German-Chinese Joint Seminar on Recent Developments in Coastal Engineering, Hasenwinkel September 1997, Shaker Verlag, Deutschland 1997.
- FRÖHLE, P. u. FITTSCHEN, Th.: Assessment of Short-Term Directional Wave Measurements with Respect to Long-Term Statistical Evaluations. Proc. 5<sup>th</sup> Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC V), Cape Town, South Africa 1999.
- FRÖHLE, P.; FITTSCHEN, Th. u. KOHLHASE, S.: 3. Zwischenbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben „Einfluss von Steiluferabbrüchen an der Ostsee auf die Prozessdynamik angrenzender Flachwasserbereiche“. Teilprojekt Hydrodynamik, Wismar 1997 (unveröffentlicht).
- FRÖHLE, P.; FITTSCHEN, Th. u. KOHLHASE, S.: Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben „Einfluss von Steiluferabbrüchen an der Ostsee auf die Prozessdynamik angrenzender Flachwasserbereiche“. Teilprojekt Hydrodynamik, Wismar 1999 (unveröffentlicht).
- FRÖHLE, P.: Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenschutzes. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock, 2000.
- GERRITSEN, F.: Wave Attenuation and Wave Set-up on a Coastal Reef. Proc. 17th intern. Conf. on Coastal Eng., Sydney, 1980.
- GERRITSEN, F.: Wave Attenuation and Wave Set-Up on a Coastal Reef. Dissertation, University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, 1981.
- GERSTNER, F.: Theorie der Wellen. Abhandlungen der königl. böhmischen Gesellschaft der Wissenschaften zu Prag für das Jahr 1802, und: Annalen der Physik. B. 32. St. 4. J.1809. St. 8.
- GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press, 1985.
- GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures (2. geänderte Auflage). Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 15, World Scientific, Singapore, 2000.
- GÖTSCHENBERG, A. u. DAEMRICH, K. F.: Variation of Wave Spectrum Parameters in Shallow Water. Proc. 2nd Int. Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Beijing, China, 1987.
- GRÜNE, J.: Atlas von Seegangsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben MTK 464 B - Teil II, Bundesministerium für Forschung und Technologie, September 1992.

- HASSELMANN, K. et al.: Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay During the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Ergänzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A, Nr. 12, 1973.
- HERBICH, J. B. (Hrsg.): Handbook of Coastal Engineering. MCGRAW-HILL, 2000.
- HOLTHUISEN, L. H. u. BOOIJ, N.: Bottom Induced Scintillation of Long- and Short-Crested Waves. Proc. of the International Symposium: Waves – Physical and Numerical Modeling, Vancouver, Canada, 1994.
- HORIKAWA, K.: Coastal Engineering. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 1978.
- HORIKAWA, K.: Nearshore Dynamics and Coastal Processes. Univ. of Tokyo Press, 1988.
- HUGHES, S. A.: The TMA Shallow-Water Spectrum Description and Applications. Coastal Engineering Research Center, Technical Report No. 84-7, Vicksburg, 1984.
- HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division, Vol. 85, No. WW3, 1959.
- HURDLE, D. P. u. STIVE, R. J. H.: Revision of SPM 1984 Wave Hindcast Model to Avoid Inconsistencies in Engineering Applications. Coastal Engineering 12, 1989.
- IAHR/PIANC: Intern. Ass. for Hydr. Research/Permanent Intern. Ass. of Navigation Congresses. List of Sea State Parameters. Supplement to Bulletin No. 52, Brüssel, 1986.
- ISOBE, M. u. KRAUS, N. C.: Derivation of a Third-Order Stokes Wave Theory. Hydraulic Laboratory, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Technical Report NO. 83-1, 1983a.
- ISOBE, M. u. KRAUS, N. C.: Derivation of a Second-Order Cnoidal Wave Theory. Hydraulic Laboratory, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Technical Report NO. 83-2, 1983b.
- JOHNSON, R. R.; MANSARD, E. P. D. u. PLOEG, J.: Effect of Wave Grouping on Breakwater Stability. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng., Hamburg, 1978.
- KAISER, R. u. NIEMEYER, H. D.: Analysis of Directional Spectra in Shallow Environment – Comparison of Field Data and Results from Mathematical Modeling. Proc. of the 4th Intern. Symposium WAVES 2001, Vol. 1, San Francisco, California, Sept. 2001.
- KITAIGORODSKII, S. A.; KRASITSKII, V. P. u. ZASLAVSKII, M. M.: On Phillips' Theory of Equilibrium Range in the Spectra of Wind-Generated Gravity Waves. Journal of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.
- KOHLHASE, S.: Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, Heft 57, 1983.
- KOHLHASE, S.: The Need to Monitor the Coastal Response to Structural Interventions. Proc. Seminar on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, Colombo, 1992.
- KOKKINOWRACHOS, K.: Hydromechanik der Seebauwerke. Handbuch der Werften, Bd. 15, Hamburg, 1980.
- LAITONE, E. V.: Higher Approximation to Non-linear Water Waves and the Limiting Heights of Cnoidal, Solitary and Stokes Waves. U.S. Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, T.M.-133, Washington, 1963.
- LE MEHAUTE, B.: On Non-Saturated Breakers and the Wave Run-up. Proc. 8th Intern. Conf. on Coastal Engineering, Mexico, 1962.
- LE MEHAUTE, B.: An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves. Springer Verlag New York, Heidelberg, Berlin, 1976.
- LONGUET-HIGGINS, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journal of Marine Research, Vol. 11, No. 3, 1952.
- MAI, S.; DAEMRICH, K. F. u. ZIMMERMANN, C.: Wellentransmission an Sommerdeichen. Wasser und Boden, 50/11, 1998.
- MAI, S.; OHLE, N. u. ZIMMERMANN, C.: Applicability of Wave Models in Shallow Coastal Waters. Proc. of the 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town, South Africa, S. 170-179, 1999.
- MAI, S.; v. LIEBERMAN, N.; FITTSCHEN, T. u. BARTELS, K.: Seegang in der Weser vor Bremerhaven – Ein Vergleich von Naturmessung und numerischer Simulation. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, Heft 9, S. 278-281, 2000.
- MCCOWAN, J.: On the Solitary Wave. London, Edinburgh, Dublin Philosophical Mag. J. Sci., 5<sup>th</sup> Series, Vol. 32, 1891.
- McNAIR, E. C. u. SORENSEN, R. M.: Characteristics of Waves Broken by a Longshore Bar. Proc. 12th Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, D. C., 1970.
- MICHE, R.: Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur croissante ou décroissante. Ann. des Ponts et Chaussées, 1944.
- MITSUYASU, H. et al.: Observations of the Directional Spectrum of Ocean Waves Using a Clover-leaf Buoy. Journ. of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.

- MORAES, C. DE: Experiments of Wave Reflection on Impermeable Slopes. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, 1970.
- MUTTRAY, M.: Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher – Laborexperimente im Großmaßstab und theoretische Untersuchungen. Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 148, 2001.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F. u. KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Berichte der Forschungsstelle Küste, Band 40, Norderney, 1995.
- NIEMEYER, H. D. u. KAISER, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arbeiten aus der Forschungsstelle Küste, 13, Herausgeber NLÖ, 1999.
- NIEMEYER, H. D.; KAISER, R. u. WEILER, B.: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. Proc. 6<sup>th</sup> International Workshop on Wave Hindcasting and Forecasting, Monterey, California, USA, 2000.
- NISHIMURA, H.; ISOBE, M. u. HORIKAWA, K.: Higher Order Solutions of the Stokes and the Cnoidal Waves. Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XXIV, No. 2, 1977.
- OELERICH, J.: Zur Berechnung des küstenparallelen Sandtransportes. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, Mitt. H. 108, 1990.
- OUMERACI, H.: Funktionelle Hafenplanung unter Berücksichtigung von Schiffsbewegungen infolge Wellenunruhe im Hafen. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 66, 1988.
- PARTENSCKY, H.-W.; KOHLHASE, S.; DAEMRICH, K. F.; SCHEFFER, H.-J. u. SCHWARZE, H.: Theoretische Vorstudie zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs und zum seegangserzeugten Feststofftransport an der Westküste der Insel Sylt. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 67, 1988.
- PHILIPPS, O. M.: The Equilibrium Range in the Spectrum of Wind Generated Waves. Journ. of Fluid Mechanics, Vol. 4, 1958.
- PIERSON, W. J. u. MOSKOWITZ, L.: A Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on Similarity Theory of S. A. Kitaigorodskii. Journ. of Geophysical Research, 69, 1964.
- PRÜSER, H.-H.: Zur mathematischen Modellierung der Interaktion von Seegang und Strömung im flachen Wasser. Institut für Strömungsmechanik und elektron. Rechnen im Bauwesen der Univ. Hannover, Bericht Nr. 31, 1991.
- RICHTER, K.: Neue Ergebnisse der Seegangsforschung. Inst. für Schiffbau der Univ. Hamburg, 15. Fortbildungskurs, Hamburg, 1979.
- RICHTER, K.: Seegang als Grundlage für die Ermittlung der hydrodynamischen Lasten. Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, Band 75, 1981.
- RIENECKER, M. M. u. FENTON, J. D.: A Fourier Approximation Method for Steady Water Waves. Journal of Fluid Mechanics, 104, 1981.
- RIS, R. C.: Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Report no. 97-4, 1997.
- RIS, R. C.; HOLTHUIJSEN, L. H. u. BOOIJ, N.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions 2. Verification. J. Geoph. Research, 104, C4, 1999.
- RYE, H.: The Stability of Some Currently Used Wave Parameters. Coastal Engineering, 1, 1977.
- SAINFLOU, M.: Essai sur les dignes maritimes verticaux. Annales des Ponts et Chaussées, Bd. 28, 1928.
- SAKAI, T. u. BAITJES, J. A.: Wave Shoaling Calculated from COKELET's Theory. Coastal Engineering, 4, 1980.
- SCHADE, D.: Untersuchungen über das Wellenklima an einer Brandungsküste unter Einschluss der Richtungsstruktur des Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 71, 1991.
- SCHEFFER, H.-J.: Wellenunruhe und Schiffsbewegungen. Ein Beitrag für eine integrierte Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 61, 1985.
- SCHÜTTRUMPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 39, 1973.
- SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1973.
- SILVESTER, R.: Coastal Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company Amsterdam London-New York, 1974.

- SKJELBREIA, L. u. HENDRICKSON, J. A.: Fifth Order Gravity Wave Theory with Table of Functions. Nat. Eng. Science Co. Pasadena, Calif., 1962.
- SMITH, J. M.: Wind-Wave Generation on Restricted Fetches. Miscellaneous Paper CERC-91-2, 1991.
- SOBEY, R. J.: Variations on Fourier Wave Theory. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 9, 1989.
- SOBEY, R. J.: The Distribution of Zero-crossing Wave Heights and Periods in a Stationary Sea State. Ocean Engineering, Vol. 19, No 2, 1992.
- SOBEY, R. J. u. JOHNSON, T. L.: Diffraction Patterns Near Narrow Breakwater Gaps. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 4, July, 1986.
- STROTSMANN, T. u. KOHLHASE, S.: Untersuchungen zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs vor der Westküste der Insel Sylt. In: BMFT-Forschungsvorhaben Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Statusseminar Kiel, 1991.
- STROTSMANN, T.; FRÖHLE, P. u. KOHLHASE, S.: 3. Zwischenbericht des Franzius-Inst. zum BMFT-Forschungsprojekt „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt“, Sept. 1992a.
- STROTSMANN, T.; FRÖHLE, P.; KOHLHASE, S. u. ZIMMERMANN, C.: Abschlussbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben „Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt“ Phase II, Hannover 1992b (unveröffentlicht).
- SUHAYADA, J. N. u. ROBERTS, H. H.: Wave Action and Sediment Transport on Fringing Reefs. Proc. Third. Intern. Coral Reef Symposium, Miami, 1977.
- SVENDSEN, I. A. u. JONSSON, I. G.: Hydrodynamics of Coastal Regions. Den Private Ingeniörfond, Techn. Univ. of Denmark, Lyngby, 1980.
- TAUTENHAIN, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus – Ein Beitrag zur Bemessung –. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 52, 1981.
- THOMPSON, E. F. u. VINCENT, C. L.: Prediction of Wave Height in Shallow Water. Proc. Conf. on Coastal Structures '83, Amer. Soc. of Civil Eng., 1983.
- THORNTON, E. B. u. GUZA, R. T.: Transformation of Wave Height Distribution. Journal of Geophysical Research, Vol. 88, No. C10, 1983.
- TSINKER, G.P.: Handbook of Port and Harbour Engineering: Geotechnical and Structural Aspects. Chapman & Hall, 1997.
- TUCKER, M. J.; CARR, A. P. u. PITT, E. G.: The Effect of an Offshore Bank in Attenuating Waves. Coastal Engineering, Volume 7, No. 2, 1983.
- VAN DER MEER, J. W.: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft Hydraulics, Publication No. 396, 1988.
- VAN DER MEER, J. W. u. D'ANGREMOND, K.: Wave Transmission at Low-Crested Structures. Proc. Conference on Coastal Structures, London, 1991.
- VAN DER MEER, J. W.: Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Delft Hydraulics Publikation number 483, 1993.
- WAGNER, H.: Theorie der Wellenbewegung. In: BOLLRICH, G. und Autorenkollektiv: Technische Hydromechanik, Band 2, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1989.
- WAGNER, H.: Konzeption zur Prognose von durch Wind erzeugten Wellen für kleinere Seegebiete. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, H. 9, 1996.
- WIEGEL, R. L.: Oceanographical Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1964.
- WIEGEL, R. L.: A Presentation of Cnoidal Wave Theory for Practical Application. Jr. of Fluid Mech., Vol. 7, Pt. 2, Cambridge University Press, 1960.
- WEISS, D.: Unveröffentlichte Arbeitsunterlagen STAUN Rostock, 2001.
- WITTE, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung. Mitt. des Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 102, 1988.
- WITTE, J.-O.; FRÖHLE, P.; FITTSCHEN, Th. u. KOHLHASE, S.: Assessment of Long-Term Directional Wave Conditions Based on Nearshore Wind-Wave Correlations. Proc MEDCOAST 99, Antalya, Turkey 1999.
- WMO: World Meteorological Organisation. Guide to Wave Analysis and Forecasting. WMO. No. 702, Wave Climate Statistics, Genf, 1988.
- WOLTERING, S.: Eine LAGRANGEsche Betrachtungsweise des Seegangs. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, H. 77, 1996.

## 4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken

### 4.1 Einführung

An Küstenschutzwerken, die meistens in geringen Wassertiefen und überwiegend im Bereich der Brandungszone gebaut werden, stellen Seegangskräfte in der Regel die Hauptbelastungsgröße dar. Maßgebend für die Bemessung der Bauwerke sind dabei die Parameter des angreifenden Seeganges, die unmittelbar vor dem Fuß des Bauwerkes auftreten. Wie in Abschn. 3 bereits erläutert, wird der Seegang beim Einlaufen in Flachwasserzonen durch Grundberührung beeinflusst, wenn die Wellenlänge  $L$  größer als die halbe Wassertiefe  $d$  wird. Auf den Watten oder durch vorgelagerte Riffe und Platen wird der Seegang infolge der Brandung entscheidend verändert. Es tritt ein verformtes Seegangsspektrum auf, das von Ort zu Ort je nach Topographie, Küstenmorphologie und Wellenanlaufichtung sehr verschieden sein kann.

Allgemein können die seegangserzeugten Belastungen von Küstenschutzwerken in zwei Gruppen unterteilt werden:

- Belastungen, deren zeitlicher Verlauf analog zu den Phasen der Wellenperiode ist (z. B. Wellenauflauf, Wellenablauf, Wellenüberlauf) und
- Belastungen, die nur während eines Bruchteiles einer Wellenperiode wirksam sind (Druckschlagbelastungen).

In den nachfolgenden Abschnitten werden Last- und Bemessungsansätze von typischen Küstenschutzwerken aus Seegangslasten zusammengefasst. Vorausgesetzt wird hierbei, dass – die maßgeblichen Wasserstände (vgl. Abschn. 2) und – die zugehörigen Parameter des Seeganges (vgl. Abschn. 3) in Bauwerksnähe bekannt sind. Hinsichtlich der im Rahmen der Bauwerksplanung und -bemessung zu untersuchenden Wasserstände ist besonders zu beachten, dass hohe Wasserstände, z. B. bei Sturmflutbedingungen, nicht zwangsläufig zu den ungünstigsten Belastungen führen. Insbesondere unter Einbeziehung funktioneller Kriterien können „mittlere“ Verhältnisse entscheidend sein. Die Eintrittshäufigkeiten von Wasserständen und zugehörigen Seegangsbedingungen sind daher im Einzelfall eingehend zu untersuchen.

### 4.2 Geböschte Bauwerke

#### 4.2.1 Allgemeines

Am Beispiel einer regelmäßigen Welle sind in Abb. A 4.2.1 die geometrischen Beziehungen der Welle auf dem Vorland (Abb. A 4.2.1, links) und der an der Böschung brechenden Welle (Abb. A 4.2.1, rechts) dargestellt. In erster Näherung wird von einem horizontalen Vorland mit konstanter Wassertiefe  $d$  ausgegangen. Für die Definition der Vorlandwelle ist von der Welle am Böschungsfuß auszugehen. In guter Näherung sind die Parameter der Vorlandwelle allein durch die Höhe  $H$  und die Periode  $T$  gegeben.

Zusammen mit der Wassertiefe  $d$  können dann die weiteren Parameter der Wellenbewegung (Wellenlänge  $L$ , Fortschrittsgeschwindigkeit  $c$ ) unter Verwendung einer geeigneten Wellentheorie (vgl. Abschn. 3) bestimmt werden.

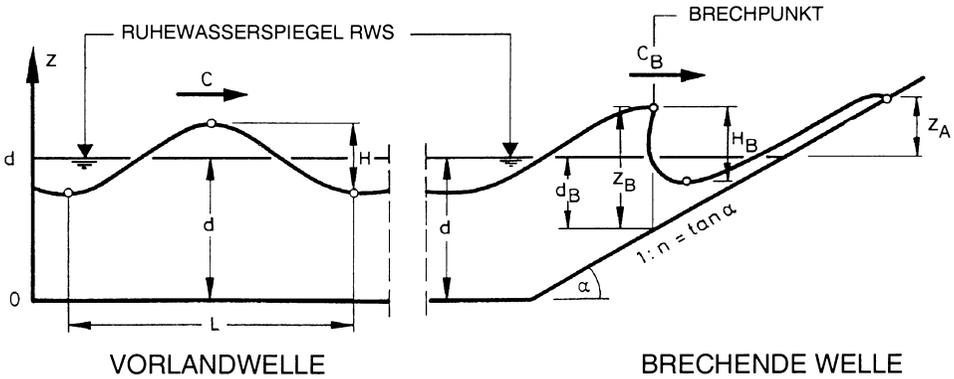


Abb. A 4.2.1: Geometrie der brechenden Welle

Die vom Vorland ankommende Seegangenergie  $E$  verteilt sich an Böschungen auf einen Verlustanteil  $E_v$  und einen Reflexionsanteil  $E_r$ . Die Umwandlung des Verlustanteiles  $E_v$  in andere Energieformen und am Ende letztlich in Wärme geschieht zum überwiegenden Anteil durch das Brechen der Wellen. Diese Energieumwandlungen resultieren aus hochgradig turbulenten und instationären Strömungen, die darüber hinaus noch maßgeblich durch die Luftaufnahme während des Brechens beeinflusst werden. Turbulenz und Luftaufnahme bewirken zufällige (stochastische) Komponenten, so dass eine rein deterministische Beschreibung der durch den Seegang bewirkten Belastungen nicht möglich ist. Aus der Natur des Brechprozesses resultiert, dass auch bei streng regelmäßigen Wellen Zufallsstreuungen in den Belastungsgrößen auftreten. Am stärksten machen sich diese Streuungen bei den Druckschlagbelastungen bemerkbar, wo die maximalen die mittleren Belastungen um rund das 2,5fache übertreffen; bei den Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten liegt das Verhältnis bei rd. 1,6, und auch bei der Wellenaufbauhöhe wird immer noch rd. das 1,3fache der mittleren Belastung als Maximalwert gemessen (FÜHRBÖTER, 1991; SCHÜTTRUMPF, 2001).

Zu unterscheiden sind grundsätzlich drei Hauptarten von Brecherformen (Abb. A 4.2.2, vgl. Abschn. 3). Die Grenzen zwischen den Brecherformen (Schwallbrecher [spilling breaker], Sturzbrecher [plunging breaker] und Reflexionsbrecher [surging breaker]) sind gleitend. Das Auftreten der auf Abb. A 4.2.2 dargestellten Brecherarten hängt von den Wellenparametern  $H$  und  $T$  am Böschungsfuß und von der Böschungsneigung  $\tan \alpha = 1 : n$  ab. Wird von gleichbleibenden Wellenparametern ausgegangen, resultiert aus einer Zunahme der Böschungsneigung der Übergang vom Schwall- zum Sturz- und weiter zum Reflexionsbrecher. Zusätzlich zu den Brecherformen verdeutlicht Abb. A 4.2.2 gleichfalls die Strecke entlang der Böschung, auf der die Seegangenergie umgewandelt, sowie den Anteil der Energie, der von dem Bauwerk reflektiert wird. Bei noch steileren Böschungen geht dann der Reflexionsbrecher in die stehende Welle (clapotis) mit einem Reflexionsanteil von annähernd 100 % über.

Aus dimensionsanalytischen Betrachtungen kann eine dimensionslose

$$\text{Brecherkennzahl } \xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

gebildet werden (vgl. Abschn. 3). Wird die Tiefwasserwellenlänge  $L_0$  durch die Wellenperiode  $T$  ersetzt, folgt mit  $\tan \alpha = 1 : n$ :

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

In Tab. A 3.4 (Abschn. 3) sind die Grenzen der drei Hauptbrechertypen als Funktion der Wassertiefe (Tiefwasser, Brechpunkt) gegeben. Es ist ersichtlich, dass mit der Wahl der Böschungsneigung – bei bekannten Wellenparametern als Eingangsgrößen aus dem Vorland – die Brecherform und, wie in den nachfolgenden Abschnitten ausgeführt, die Intensität der Belastung weitgehend beeinflusst werden können. Je flacher die Böschungsneigung gewählt wird, umso mehr verschieben sich die Brechertypen zum Schwallbrecher, während bei steilen Böschungen der Reflexionsbrecher an Bedeutung gewinnt.

Für die Beurteilung der Beanspruchung der Böschung ist weiterhin der zeitliche Verlauf der Sturmfluten von besonderer Bedeutung. Beim Auf- und Abfluten einer Sturmflut ist jeder Bereich der Böschung bis zum Sturmflutscheitel zeitweise von den entsprechenden Belastungen (Druckschlag, Wellenauf- und -ablauf) betroffen. FÜHRBÖTER (1991) untersucht diese Fragestellung eingehend und zeigt unter Beachtung der Verweildauern der Wasserstände (Abschn. 2) auf, dass der Höhenbereich unterhalb des Sturmflutscheitels eine hohe Konzentration der Gesamtbelastung enthält, da dieser Bereich

- vor Erreichen des Scheitelwertes von hohen Strömungskräften,
- während des Scheitelwertes für relativ lange Zeit durch Druckschläge und
- bei fallendem Wasserstand nochmals von hohen Strömungsgeschwindigkeiten belastet wird.

Im Folgenden werden Hinweise zur funktionellen und konstruktiven Bemessung von Böschungen infolge Seegangsbelastung gegeben. Als maßgebliche Belastungsgrößen werden

- Druckschlagbelastungen,
- quasi hydrostatische Belastungen,
- Wellenauflauf und -überlauf,
- Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf und -ablauf betrachtet.

Sofern verfügbar, wird hierzu auf naturmaßstäbliche Untersuchungen zurückgegriffen, die in den vergangenen Jahren im Großen Wellenkanal in Hannover (GWK) erzielt wurden.

#### 4.2.2 Druckschlagbelastung

Bei Böschungen wird der Druckschlag allein durch die Brecherform des Sturzbrechers (Abb. A 4.2.2) erzeugt. Die Bewegung der im Brechpunkt eines Sturzbrechers aus dem Brecherkamm gelösten Brecherzunge (Abb. A 4.2.3) wird durch die Trägheit und Schwerkraft bestimmt. Die zugehörige Fallbahn entspricht einer Fallparabel (FÜHRBÖTER, 1966), an deren Ende die Wassermasse der Brecherzunge mit der Geschwindigkeit  $v_a$  unter dem Winkel  $\beta$  auf die Böschung (Neigung 1 : n) trifft. Bei Böschungen flacher als 1 : 3 ist dies meist unterhalb des Ruhewasserspiegels (OUMERACI, 1989).

Der Wellenauflauf und -ablauf der vorhergehenden Welle beeinflusst den Druckschlagvorgang dadurch, dass bei flachen Böschungen das Rücklaufwasser als Wasserpolster (Abb. A 4.2.3) im Bereich der Aufschlagfläche die Druckschlagintensität vermindert. Seewärts der aufschlagenden Brecherzunge bildet sich ein Luftraum, der durch die nachfallenden Wassermassen komprimiert wird und explosionsartig aufbricht.

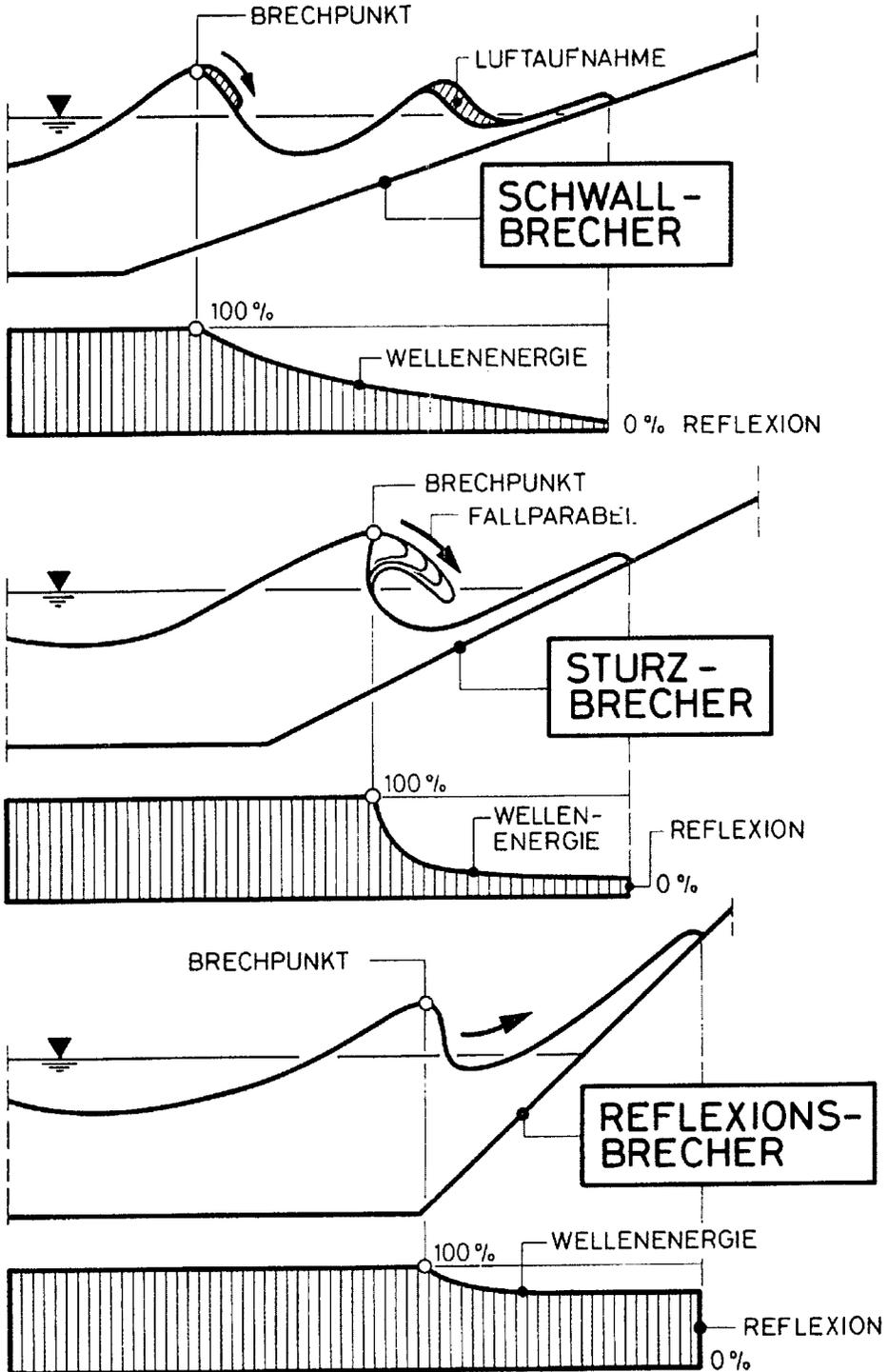


Abb. A 4.2.2: Brecherformen (schematisch) (aus FÜHRBÖTER, 1991)

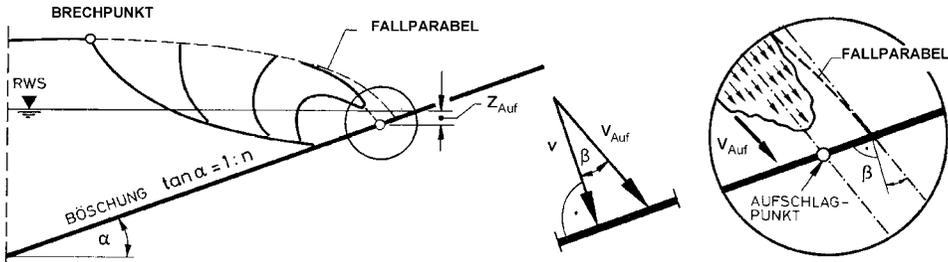


Abb. A 4.2.3: Entstehung der Druckschlagbelastung durch die aufschlagende Brecherzunge von Sturzbrechern (aus FÜHRBÖTER, 1966)

Der Gegensatz zwischen einer druckschlagfreien = quasistationären Wellenbelastung und der Druckschlagbeanspruchung ist in Abb. A 4.2.4 schematisch aufgezeigt. In Abb. A 4.2.4a folgen die Druckspannungen mit der Periode  $T$  den einzelnen Wellenphasen; die Druckspannungen  $p/(p_w \cdot g)$  bleiben in der Größe der Wellenhöhe  $H$ . Dies ist näherungsweise auch noch bei der Übergangsform nach Abb. A 4.2.4b der Fall, obwohl der steile Druckanstieg nach dem Durchgang des Wellentales bereits auf den Beginn von Druckschlagwirkungen hinweist. Abb. A 4.2.4c zeigt die voll ausgebildete Druckschlagbelastung mit hohen Druckspitzen  $p_{\max}$ , die ein Mehrfaches der entsprechenden Wellenhöhen ausmachen. Auch der stochastische Aspekt dieser durch regelmäßige Wellen erzeugten zeitlichen Druckverläufe ist durch die verschiedenen Druckschlaghöhen  $p_{\max}$  aus Abb. A 4.2.4c ersichtlich.

In guter Näherung können die Druckschlagmaxima  $p_{\max}(i)$  für alle Eintrittswahrscheinlichkeiten  $i$  beschrieben werden durch (FÜHRBÖTER, 1991):

$$p_{\max}(i) = C(i) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H \quad (4.2.1)$$

mit:  $p_{\max}$  = Druckspannung [KN/m<sup>2</sup>]  
 $i$  = Überschreitungswahrscheinlichkeit [%]  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers [t/m<sup>3</sup>]  
 $H$  = Wellenhöhe [m]  
 $C(i)$  = dimensionsloser Koeffizient [-].

Eingehende Untersuchungen an einer 1:4 geneigten Asphaltböschung im GWK (FÜHRBÖTER, 1986, 1991) ergaben, dass die Größtwerte der Druckspannungen im Bereich der Brecherzahlen zwischen  $\xi = 1,05$  und  $\xi = 1,29$  auftreten. In dem vorgenannten Bereich der Brecherzahlen blieben hierbei die auf die Wellenhöhe bezogenen Größtwerte der Druckspannungen nahezu konstant.

In Abb. A 4.2.5 sind beispielhaft Zahlenwerte für  $C(i)$  für Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangerooge gegeben. Bei Naturuntersuchungen an einem 1:4 geneigten Deckwerk des Eiderdamms wurde ein größter Druckschlagwert von  $p_{\max}/(\rho_w \cdot g \cdot H) \approx 7$  gemessen (Abb. A 4.2.5) (GRÜNE, 1988a, 1988b).

Weitere Zahlenwerte für  $C(i)$  sind dem Schrifttum zu entnehmen (z. B. FÜHRBÖTER, 1991; WITTE, 1988; VAN VLEDDER, 1990) und werden an dieser Stelle aufgrund der noch vorhandenen Unsicherheiten von mehr als 100 % nicht dargestellt. Die Schwierigkeiten bei der Bemessung auf Druckschlag resultieren einerseits aus den Unsicherheiten bei der Bestimmung von Druckschlaghöhe und dazugehöriger Druckschlagdauer und andererseits aus den Schwierigkeiten bei der dynamischen Bemessung des Bauwerks und des Baugrundes.

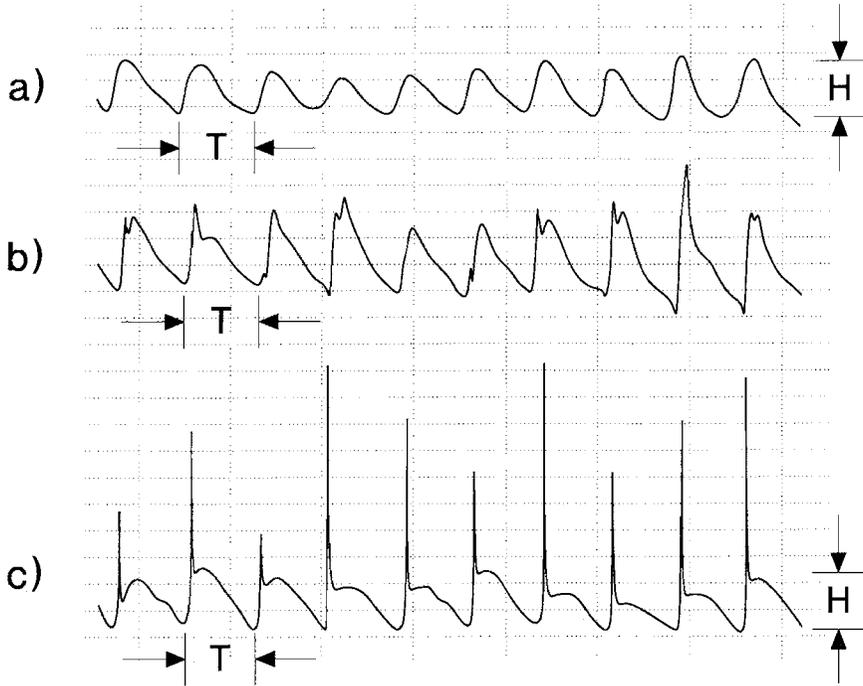


Abb. A 4.2.4: Druckspannungen durch Wellen (aus FÜHRBÖTER, 1991)

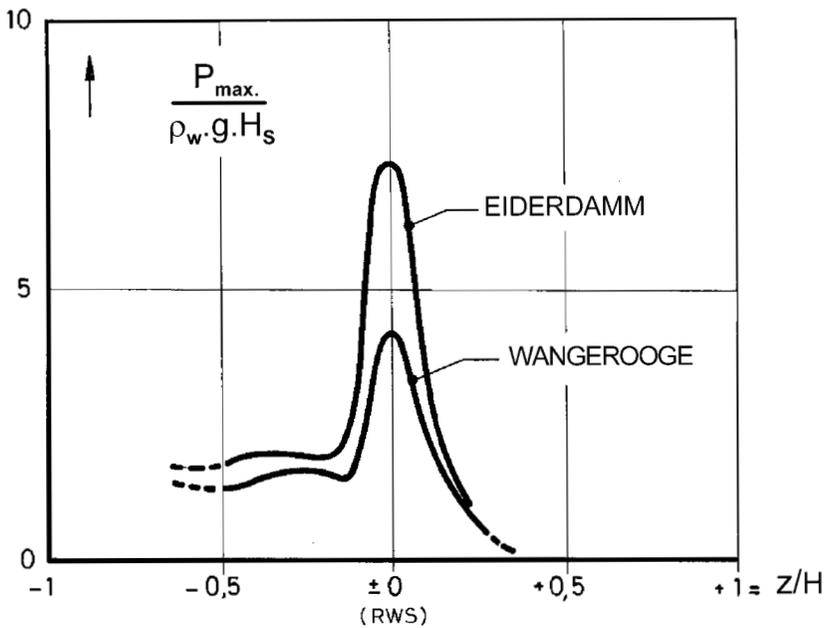


Abb. A 4.2.5: Naturuntersuchungen von GRÜNE (1988) mit Böschungsneigungen 1:n = 1:4: Druck-schlaghöhen und -bereiche bei natürlichen Wellenspektren (aus FÜHRBÖTER, 1991)

Die Weiterleitung der Druckspannungen in den Böschungskern ist eng mit der Ausbildung der Deckschicht (Kleidecke mit Bewuchs, Asphaltbeton, Formsteine mit Filterschichten usw.) verbunden. Die dynamische Druckausbreitung in Sandböschungen unter einer Asphaltbetondecke kann bei bestimmten Kornverteilungen zur Bodenverflüssigung führen. Das dynamische Druckspannungsverhalten im Sandkern wurde eingehend im GWK untersucht (RICHWIEN u. WEHNER, 1986; WEHNER, 1987). Komplizierte Druckschlagschäden können an Formsteindeckwerken mit Filterunterbau entstehen (STEPHAN, 1981); entsprechende Untersuchungen im GWK (FÜHRBÖTER, 1986; SPARBOOM et al., 1992) zeigten, dass Geotextilfilter Vorteile gegenüber herkömmlichen Kornfiltern aufweisen können. Hinsichtlich der Bemessung von Filtern wird auf die Empfehlungen E (Abschn. 2.3) sowie auf das DVWK Merkblatt 221 verwiesen. Die größte Gefahr der Druckschlagwirkungen besteht in den Sprengwirkungen, die der Druckschlag gerade durch seine kleine Aufschlagfläche in der Art einer hydraulischen Presse auf wassergefüllte Risse oder Fugen ausüben kann (Abb. A 4.2.6). Hier ist u. U. ein enger Fugenabstand von Vorteil, weil dadurch der Druckgradient auf

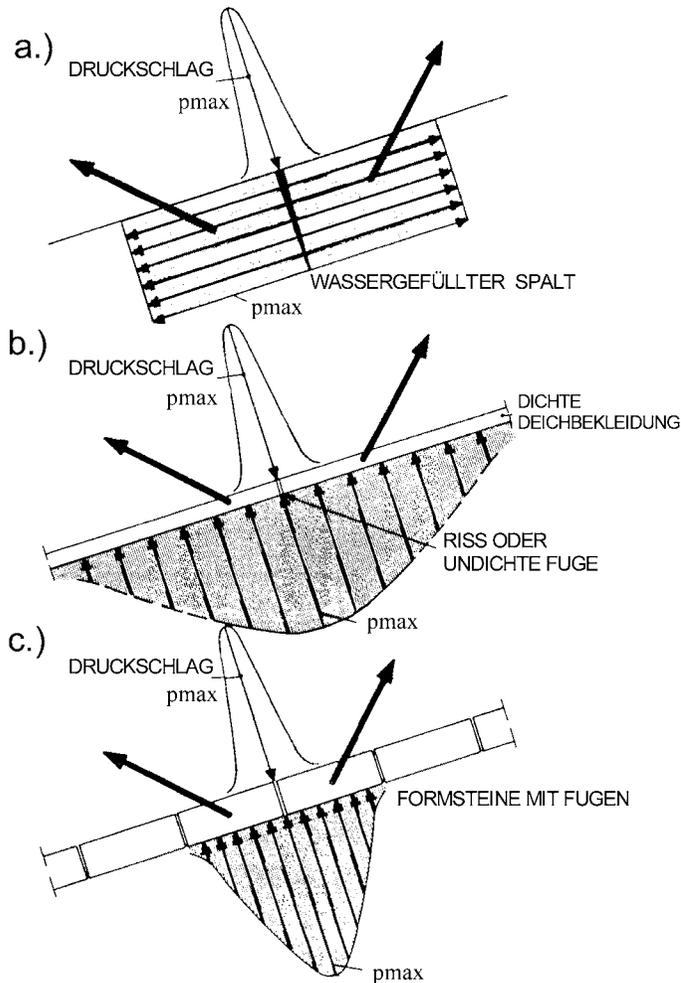


Abb. A 4.2.6: Sprengwirkungen von Druckschlägen auf Risse und Fugen (nach FÜHRBÖTER, 1966)

der Aufschlagfläche nicht so stark wirksam wird. An Basaltdeckwerken sind Druckschlag-schäden nicht bekannt geworden. Bei Grasdeichen können außer Trockenrissen in den Klei-abdeckungen auch wassergefüllte Gangsysteme von Wühltieren Ausgangspunkte von schweren Druckschlagschäden sein (FÜHRBÖTER, 1966).

#### 4.2.3 Quasihydrostatische Wellenwirkungen

Über die in Abschn. 4.2.2 behandelte Druckschlagbelastung hinaus sind gleichfalls die Druckspannungen zu beachten, die zeitlich synchron mit der Wellenbewegung aus der je-weiligen Wasserüberdeckung in Verbindung mit dem hydrodynamischen Anteil der insta-tionären BERNOULLI-Gleichung resultieren (Abb. A 4.2.4a). Die quasihydrostatischen Druckbelastungen bleiben in der Größenordnung der Wellenhöhen und können im Allge-meinen von der Außenböschung ohne Gefahr aufgenommen werden.

Für die Standsicherheit jedoch ist insbesondere im Falle undurchlässiger oder nur teil-durchlässiger Außenböschungen der Grundwasserstand in dem Böschungskörper beson-ders zu beachten. Liegt dieser Grundwasserstand oberhalb der Höhenlage des tiefsten Wellentalen an der Böschung (Wellenablauf), wird von innen eine Druckspannung als Auf-trieb erzeugt, die von der Böschung entweder durch Eigengewicht oder durch Biegung aufgenommen werden muss. In derartigen Fällen muss die Auftriebssicherheit nachge-wiesen werden.

#### 4.2.4 Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen

Für die Ermittlung der Kronenhöhe von Deichen ist neben dem maßgebenden Bemes-sungswasserstand auch der Wellenauflauf von Bedeutung. Die Wellenauflaufhöhe  $z_A$  ist de-finiiert als der senkrechte Abstand zwischen dem höchsten Punkt der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel BW (Abb. A 4.2.7). Im Wellenauflauf ist der Brandungstau als welleninduzierte Anhebung des Ruhewasserspiegels enthalten. Eine eingehende mathemati-sche Beschreibung des Wellenauflaufvorgangs ist aufgrund der physikalischen Prozesse bei der Energieumwandlung der brechenden Wellen deterministisch nicht möglich, da Zufalls-prozesse, z. B. infolge von Luftertrag, maßgeblich am Auflaufvorgang beteiligt sind.

Für die Ermittlung der maßgebenden Wellenauflaufhöhe liegen verschiedene Berech-nungsverfahren vor. Diese Verfahren bauen größtenteils auf experimentellen Unter-suchungen in Wellenkanälen auf und berücksichtigen die verschiedenen, den Wellenauflauf beeinflussenden Faktoren:

- Bauwerksparameter: Deichneigung, Vorstrandgeometrie, Oberflächenrauheit, Berme
- Seegangparameter u. Wellenhöhe, Wellenperiode, Richtungsstruktur  
Wasserstand: des Seegangs, spektrale Eigenschaften des Seegangs,  
Wassertiefe vor dem Bauwerk
- Windparameter: Windgeschwindigkeit, -richtung, -dauer.

Bislang gibt es kein Berechnungsverfahren, das in der Lage ist, alle oben beschriebenen Parameter zu berücksichtigen. Das zzt. „universellste“ Verfahren, das alle oben genannten Parameter mit Ausnahme des Windeinflusses berücksichtigt und das im Folgenden beschrie-ben werden soll, wurde auf der Grundlage zahlreicher Modellversuche im In- und Ausland zusammengestellt.



Gl. (4.2.2) stellt den Referenzfall dar, weil sie für küstennormalen Wellenangriff sowie für eine konstante, undurchlässige und glatte Deichaußenböschung ohne Vorstrand und ohne Berme gilt.

Durch Umformung der Brecherkennzahl  $\xi_{0p}$  ergibt sich:

$$\xi_{0p} = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{T_p}{\sqrt{H_S}} \cdot \tan \alpha \quad (4.2.3).$$

Mit Gl. (4.2.3) führt Gl. (4.2.2) zu:

$$z_{98} = 1,6 \cdot \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan \alpha \quad (4.2.2a).$$

Gl. (4.2.2) wurde in den vergangenen Jahrzehnten mehrfach erweitert und führte schließlich zu folgender Wellenaufbauformel für Deichböschungen:

$$z_{98} = 1,6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p} \cdot H_S \quad (4.2.4),$$

die mit Hilfe von Gl. (4.2.3) zu folgender Beziehung führt:

$$z_{98} = 1,6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan \alpha \quad (4.2.4a)$$

mit:  $\gamma_f$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauhheit [-]  
 $\gamma_\theta$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung [-]  
 $\gamma_b$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme bzw. eines Knickprofils [-].

Überschreitet die Wellenaufbauhöhe  $z_{98}$  nach Gl. (4.2.4a) einen Wert von  $(3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S)$ , so ist die Wellenaufbauhöhe  $z_{98}$ :

$$z_{98} = 3,2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S \quad (4.2.4b).$$

Dies bedeutet, dass der Einfluss der Wellenperiode und der Deichneigung entfallen.

Die Reduktion der Wellenaufbauhöhe  $z_{98}$  infolge der verschiedenen empirischen Beiwerte sollte einen Wert von 0,5 nicht unterschreiten, d. h.  $(\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \geq 0,5$ .

Bei Anwendung dieses Verfahrens zur Ermittlung der Wellenaufbauhöhe  $z_{98}$  ist die Abhängigkeit vom Brechertyp zu berücksichtigen (s. Abschn. 3.4.4 in EAK, 1993 bzw. BATTJES, 1974). VAN DER MEER u. JANSSEN (1995) empfehlen die Anwendung von Gl. (4.2.4) bzw. (4.2.4a) für  $0,5 < \xi_{0p} < 5,0$ .

Gl. (4.2.4) kann nur für spektralen Seegang mit einer Peakperiode verwendet werden. Häufig kommt es in der Praxis zu Überlagerungen mehrerer Windfelder bzw. infolge Wellenbrechens zu Spektren mit mehreren ausgeprägten Peaks.

4.2.4.2 Einfluss des naturnahen Seegangs

Die Formel in Gl. (4.2.4) zur Ermittlung der Wellenaufbauhöhe  $z_{98}$  wurde für parametrisierten Seegang mit einem Peak (JONSWAP-Spektren, TMA-Spektren oder PM-Spektren) ermittelt. Aufgrund der komplexen Wechselwirkungen des einlaufenden Seegangs mit der Unterwassertopographie und aufgrund von Überlagerungen verschiedener Windseen liegt Seegang mit einem Peak auf Watt- und Vorlandgebieten für Sturmflutbedingungen nicht vor, wie zahlreiche Naturmessungen zeigen (Abb. 4.2.8). VAN GENT (1999) und SCHÜTTRUMPF (2001) raten daher bei Wellenspektren mit mehreren Peaks von der Verwendung der Peakperiode ab und empfehlen die Verwendung von Periodenparametern ( $T_{0,1}$ ;  $T_{-1,0}$ ;  $T_m$ ), die ein Maß für die Form des Wellenspektrums sind. Die nachfolgende Tabelle gibt die Faktoren an, die bei der Wellenaufbauhöhe unter Berücksichtigung des Wellenspektrums kennzeichnender Perioden- und Höhenparameter zu verwenden sind.

Tab. A 4.2.1: Einfluss unterschiedlicher Wellenhöhen- und Wellenperiodenparameter auf die Formel zur Berechnung des Wellenaufbaus  $z_{98}/H_S = c_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{op}$

	$T_{0,1}$	$T_{0,2}$	$T_{-1,0}$
$H_S$	$c_1 = 1,95$	$c_1 = 2,15$	$c_1 = 1,25$
$H_{2\%}$	$c_1 = 1,50$	$c_1 = 1,65$	$c_1 = 0,95$

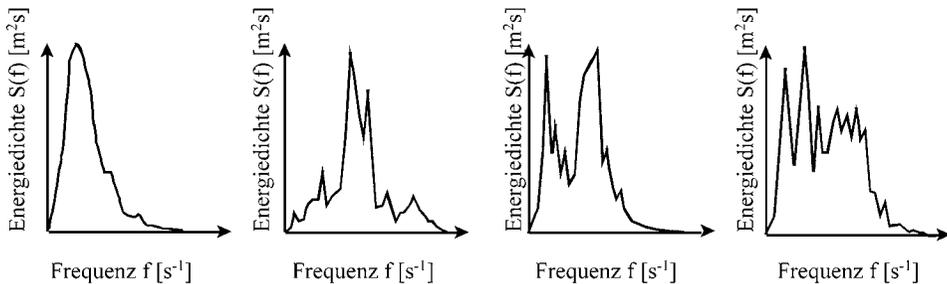


Abb. A 4.2.8: Typische Wellenspektren an der Nordseeküste (NIEMEYER et al., 1995)

4.2.4.3 Einfluss einer veränderlichen Deichneigung auf die Wellenaufbauhöhe

Gl. (4.2.2) bzw. Gl. (4.2.2a) gelten für eine Deichböschung mit konstanter Neigung. Zahlreiche Deiche an der Küste haben eine veränderliche Deichneigung, die bei der Ermittlung der Wellenaufbauhöhe zu berücksichtigen ist. Diese Deiche können wie folgt klassifiziert werden:

- Knickdeiche mit einer oberen und einer unteren Deichneigung. Beim konkaven Deichprofil ist die steilere Deichneigung oberhalb des Knickpunktes und beim konvexen Deichprofil befindet sich die steilere Deichneigung unterhalb des Knickpunktes (Abb. A 4.2.9).
- Deiche mit Berme (Abb. A 4.2.10).

(a) Definition der mittleren Deichneigung  
(i) Knickprofil

Um den Einfluss eines Knickes auf den Wellenauflauf zu berücksichtigen, ist mit einer mittleren Deichneigung zu rechnen, die sich aus der Neigung einer Geraden durch zwei Punkte auf dem Deich ergibt, die um den Betrag  $1,5 \cdot H_S$  ober- und unterhalb des Bemessungswasserstandes (BW) auf der Deichböschung liegen (Abb. A 4.2.9).

(ii) Bermenprofil

Eine Berme ist eine flache Neigung im Deichquerschnitt, die nicht steiler als  $1 : m = 1 : 15$  ist. Zwei Bermenparameter haben einen Einfluss auf die Wellenauflaufhöhe  $z_{98}$  (Abb. A 4.2.10):

- der Abstand  $d_h$  zwischen Bemessungswasserstand (BW) und Bermenmitte (Abb. A 4.2.10b). Für  $d_h = 0$  liegt die Berme auf Höhe des BW (Abb. A 4.2.10b).
- die Breite  $B$  der Berme (Abb. A 4.2.10a).

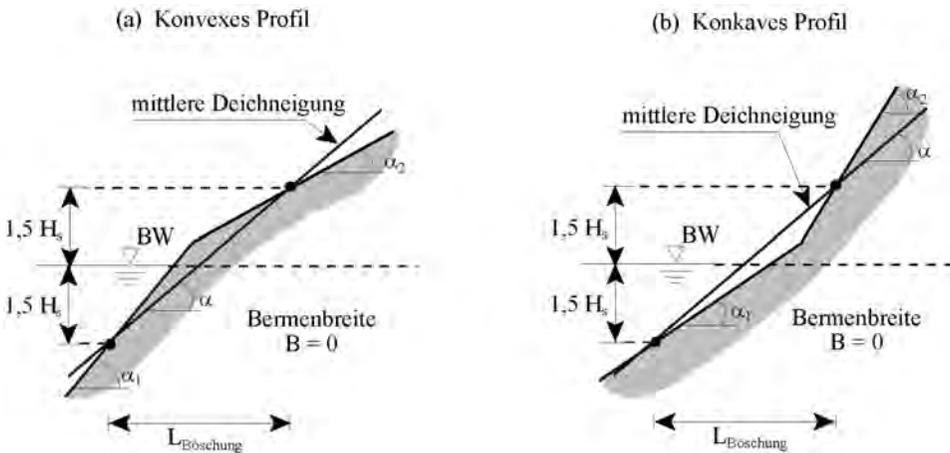


Abb. A 4.2.9: Definition der mittleren Deichneigung  $\alpha$  für ein konkaves und ein konvexes Deichprofil

Die mittlere Deichneigung  $\alpha$  ergibt sich aus Abb. A 4.2.10a zu:

$$\tan \alpha = \frac{3 \cdot H_S}{L_{\text{Böschung}} - B} \quad (4.2.5)$$

(b) Bestimmung des Reduktionsfaktors  $\gamma_b$

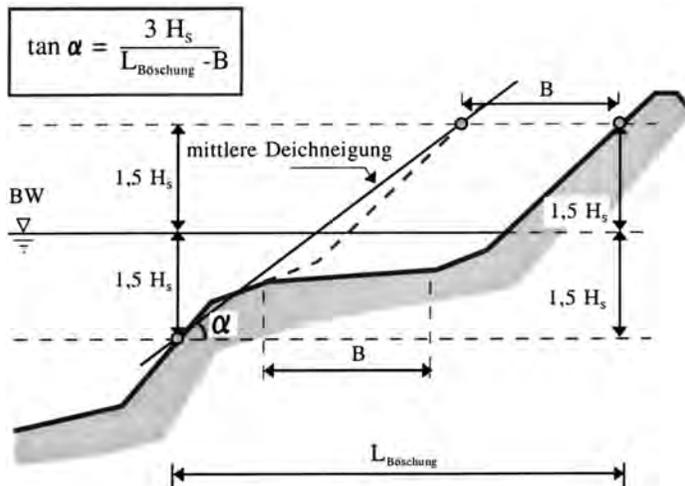
Eine Berme kann sowohl unterhalb als auch oberhalb des BW liegen. Die Reduktionswirkung auf den Wellenauflauf  $z_{98}$  ist am stärksten, wenn die Berme auf Höhe des BW ( $d_h = 0$ ) liegt. Befindet sich die Berme um  $2 H_S$  unterhalb oder um  $z_{98}$  oberhalb des BW, so ist der Einfluss der Berme auf den Wellenauflauf nicht mehr vorhanden und der Reduktionsfaktor  $\gamma_b = 1,0$ .

Die Bermenbreite  $B$  wirkt ebenfalls reduzierend auf den Wellenauflauf. Je breiter die Berme ist, umso geringer ist der Wellenauflauf. Ist keine Berme vorhanden ( $B=0$ ), so ist der Reduktionsfaktor  $\gamma_b = 1,0$ .

Der Einfluss der Berme ist entsprechend folgender Beziehung zu berücksichtigen:

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{\text{Böschung}}} \left( 1 - 0,5 \left( \frac{d_h}{H_s} \right)^2 \right) \quad (4.2.6).$$

a.) Ermittlung der mittleren Deichneigung  $\alpha$



b.) Ermittlung der effektiven Bermenlänge  $L_{\text{Bermen}}$

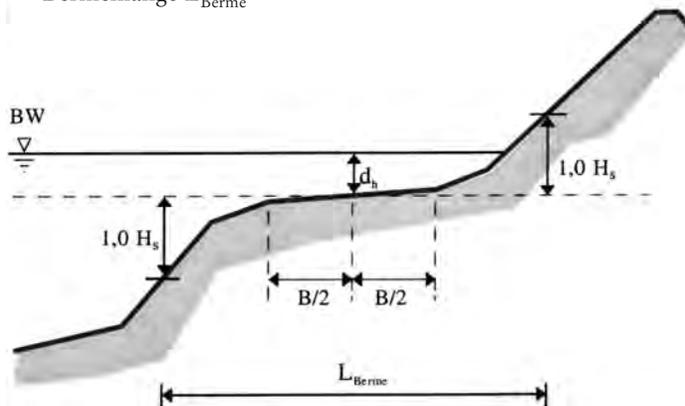


Abb. A 4.2.10: Berücksichtigung einer Berme im Deichquerschnitt bei der Ermittlung der Deichneigung  $\alpha$  und der wirksamen Bermenlänge  $L_{\text{Bermen}}$

Gl. (4.2.6) gilt für:  $0,6 \leq \gamma_b \leq 1,0$  und  $-1,0 \leq d_h/H_S \leq 1,0$ .

Die Einflusslänge der Berme  $L_{\text{Berme}}$  folgt aus dem Abstand der beiden Punkte, die  $1,0 \cdot H_S$  ober- bzw. unterhalb der Bermenmitte auf dem Deich liegen (kein Bezug zum Bemessungswasserstand!) (Abb. A 4.2.10b).

Liegt die Berme um mehr als  $1,0 \cdot H_S$  oberhalb des BW auf dem Deich, so wird der Reduktionsfaktor  $\gamma_b$  linear bis zur Höhenlage  $z_{98}$  auf  $\gamma_b = 1,0$  erhöht.

$$\gamma_b = 1 - 0,5 \frac{B}{L_{\text{Berme}}} \left( \frac{z_{98} - d_h}{z_{98} - H_S} \right) \quad (4.2.7)$$

Gl. (4.2.7) gilt für:  $d_h/H_S > 1,0$ .

Liegt die Berme um mehr als  $1,0 \cdot H_S$  unterhalb des BW, so wird eine lineare Zunahme des Reduktionsfaktors bis zum Zweifachen der Wellenhöhe  $H_S$  vorgenommen:

$$\gamma_b = 1 - 0,5 \frac{B}{L_{\text{Berme}}} \left( 2 + \frac{d_h}{H_S} \right) \quad (4.2.8)$$

Gl. (4.2.8) gilt für:  $d_h/H_S < -1,0$ .

Die optimale Bermenbreite folgt aus Gl. (4.2.6) für  $d_h = 0$  und  $\gamma_b = 0,6$  zu:

$$B = 0,4 \cdot L_{\text{Berme}} \quad (4.2.9)$$

*Anmerkung:* Für den Fall, dass ein Deichprofil  $N$  Bermen enthält, muss  $\gamma_b$  getrennt für jede einzelne Berme nach Gl. (4.2.6) bestimmt werden ( $\Rightarrow \gamma_{b,i}$ ). Den gesamten Reduktionsfaktor erhält man als Produkt  $\prod_{i=1}^N \gamma_{b,i}$  der einzelnen Faktoren  $\gamma_{b,i}$  wobei  $0,6 < \prod_{i=1}^N \gamma_{b,i} < 1,0$  ist.

In diesem Fall ist das Verhältnis ( $B/L_{\text{Berme}}$ ) leicht zu modifizieren:

$$B/L_{\text{Berme}} = \frac{B}{L_{\text{Berme}} - \sum L_{\text{der anderen Bermen}}} \quad (4.2.10)$$

#### 4.2.4.4 Einfluss der Oberflächenrauheit

Wie bereits in Abschn. 4.2.4.1 erwähnt, gelten Gl. (4.2.2) bzw. (4.2.2a) nur für hydraulisch glatte Böschungsoberflächen (z. B. Asphaltbeton). Zusätzliche Böschungsrauheiten (z. B. Blocksteine, Schüttsteine, etc.) vermindern infolge der erhöhten Reibung den Wellenaufbau. Zu diesem Thema liegen zahlreiche Untersuchungen vor (z. B. FÜHRBÖTER, 1991; SCHULZ, 1992; SZMYTKIEWICZ et al., 1994; VAN DER MEER et al., 1995, 1998). Tab. A 4.2.2 gibt eine Übersicht über verschiedene typische Oberflächen und die dazugehörigen Reduktionskoeffizienten.

Tab. A 4.2.2: Reduktionskoeffizienten für verschiedene Oberflächenrauheiten

Oberfläche	Reduktionskoeffizient $\gamma_f$	Referenz
Asphaltbeton	1,0	SCHULZ (1992), VAN DER MEER et al. (1995, 1998)
Gras	0,90–1,0	SCHULZ (1992), FÜHRBÖTER (1991)
Vergossenes Schüttsteindeckwerk	0,75	PILARCZYK (1998)
Pflasterung, glatt und geschlossen	1,0	VAN DER MEER et al. (1998)
Deckwerk (Basalt)	0,90	VAN DER MEER et al. (1998)
Blöcke (Höhe: 14 cm; Breite und Länge: a = 16 cm; Kantenabstand: 4a)	0,75	SCHULZ (1992)
Schüttsteine ( $H_G/D_{50}$ ) = 1,5–3,0 Mit: $D_{50}$ = Schüttsteindurchmesser	0,60	VAN DER MEER et al. (1995)

Die Reduktionskoeffizienten in Tab. A 4.2.2 dürfen nur für ( $\gamma_b \cdot \xi_{0p} \leq 3,0$ ) verwendet werden. Für  $\gamma_b \cdot \xi_{0p} > 3,0$  nimmt der Einfluss der Oberflächenrauheit infolge des veränderten Brechverhaltens der Welle (Reflexionsbrecher) ab. Für  $3,0 < (\gamma_b \cdot \xi_{0p}) < 5,0$  kann mit

$$\gamma_{f, \text{Reflexionsbrecher}} = \gamma_f + \left(1 - \gamma_f\right) \cdot \frac{(\xi_{0p} - 3,0)}{2,0} \quad (4.2.11)$$

gerechnet werden.

Über die Reduktionswirkung von Gras bestehen noch unterschiedliche Auffassungen. Frühere Untersuchungen (z. B. FÜHRBÖTER, 1991; SCHULZ, 1992) haben der auflaufreduzierenden Wirkung von Gras eine höhere Bedeutung beigemessen als in Tab. A 4.2.2 aufgeführt. Dies kann im Wesentlichen durch die verwendete künstliche Grasrauheit bei früheren Modellversuchen erklärt werden. Für Bemessungszwecke sollte eher mit dem oberen Wert in Tab. A 4.2.2 gerechnet werden ( $\gamma_f = 1,0$ ).

Häufig finden sich an Deichen wechselnde Rauigkeiten (z. B. Blocksteine und Asphaltbetonböschung). Der resultierende Reduktionsfaktor  $\gamma_f$  ist über folgende Wichtungsfunktion zu bestimmen:

$$\gamma_f = \frac{\sum \gamma_{f,i} \cdot l_i}{\sum l_i} \quad (4.2.12)$$

mit:  $\gamma_{f,i}$  = Reduktionsfaktor für die Rauheit auf der Auflaufstrecke  $l_i$ .

Die Wichtung nach Gl. (4.2.12) ist über die Strecke  $0,25 \cdot z_{98, \text{glatt}}$  unterhalb und  $0,5 \cdot z_{98, \text{glatt}}$  oberhalb des BW durchzuführen.

#### 4.2.4.5 Einfluss der Wellenangriffsrichtung

Die Wellenangriffsrichtung  $\theta$  ist definiert als der Winkel zwischen der Küstennormalen und der Wellenorthogonalen (s. Abb. A 4.2.11) und stellt einen weiteren, den Wellenaufbau beeinflussenden Faktor dar. Während frühere Untersuchungen von einer Erhöhung der Wellenaufbauhöhe (TAUTENHAIN et al., 1982) für kleine Wellenangriffswinkel ( $\theta \approx 15^\circ$ ) gegenüber küstennormalem Wellenangriff ( $\theta = 0^\circ$ ) ausgingen, belegen neuste Untersuchungen diese Tatsache nicht mehr (MÖLLER et al., 2001).

Modellversuche mit *kurzkämmigem Richtungsseegang* und *langkämmigem Seegang* haben zu einer Abminderung der Wellenauflaufhöhe bei schrägem Wellenangriff geführt (MÖLLER et al., 2001):

$$\gamma_{\theta} = 0,35 + 0,65 \cos\theta \quad (4.2.13)$$

mit:  $\theta$  = Wellenangriffswinkel [°] (Definition s. Abb. A 4.2.11).

Für Wellenangriffsrichtungen  $\theta > 40^{\circ}$  werden gesonderte Modelluntersuchungen empfohlen.

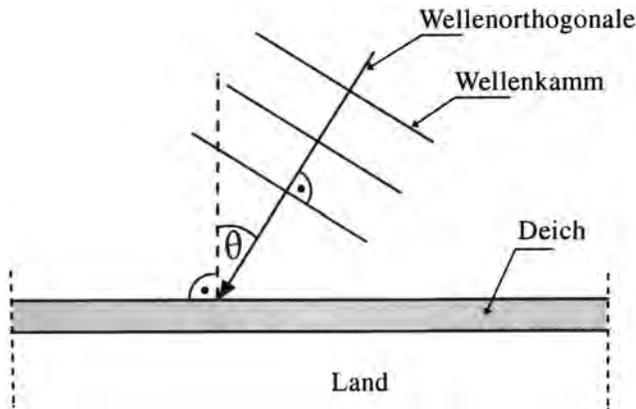


Abb. A 4.2.11: Definition des Wellenangriffswinkels  $\theta$

#### 4.2.4.6 Anwendung von Teekmessungen

Neben der experimentellen Ermittlung der Wellenauflaufhöhe stellt die Einmessung von Teek- bzw. Treibselgrenzen nach Sturmflutereignissen eine einfache Methode zur

- Festlegung der Wellenauflaufhöhe während eines Sturmereignisses und
- zur Überprüfung der experimentell ermittelten Wellenauflaufhöhe dar.

Die Idee stammt ursprünglich von BRAHMS (1754, 1757) und wurde später z. B. von ERCHINGER (1974, 1977), NIEMEYER et al. (1976, 1995) und ZITSCHER et al. (1979) für Wellenaufmessungen nach Sturmereignissen verwendet. Die Wellenauflaufhöhe kann dabei aus der Differenz zwischen Teekmessung und lokalem höchsten Sturmflutwasserstand bestimmt werden.

Das Verfahren besitzt jedoch einige Einschränkungen:

- Häufig fehlt die gleichzeitige Ermittlung der Wellenparameter am Deichfuß, um die Teekmessungen dem örtlichen Sturmflutseegang zuordnen zu können (NIEMEYER, 1976).
- Da die Materialbeschaffenheit der Treibsel variiert, ist nicht klar, welcher Wellenauflaufhöhe (z. B.  $z_{98}$ ,  $z_{\max}$ ) die Teekgrenze entspricht.
- Orkanböen können die Teekgrenze verschieben und damit zu hohe Wellenaufwerte liefern (ERCHINGER, 1974, 1977).
- Schweres Treibselgut bleibt auf der Böschung liegen und kann durch den Wellenauflauf nicht höher transportiert werden (NIEMEYER, 1976).

Trotz dieser Einschränkungen stellt die Einmessung der Teekgrenzen die einzige flächendeckende und wirtschaftlich vertretbare Möglichkeit zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhen infolge eines Sturmflutereignisses dar.

Die Festlegung der Wellenaufbauhöhe aus Teekleinmessungen wird beim Extrapolationsverfahren (NIEMEYER, 1976) auch zur Bestimmung des zum Bemessungswasserstand gehörenden Wellenaufbaus herangezogen. Dieses Verfahren ist zusammenfassend bei NIEMEYER et al. (1995) beschrieben, wo auch Verifikationen dargestellt werden. Es basiert auf der Tatsache, dass die Bemessungswellenhöhe bei wassertiefenbegrenztem Seegang direkt von der Wassertiefe am Deichfuß abhängt. Bei Kenntnis der Teekgrenze und des Wasserstandes einer eingetretenen Sturmflut können die dazugehörigen Wellenparameter aufgrund eines Hindcast-Verfahrens ermittelt und anschließend auf die Wellenaufbauhöhe beim maßgebenden Sturmflutwasserstand extrapoliert werden.

#### 4.2.4.7 Strömungsgrößen des Wellenaufbaus

Nach dem Wellenbrechen läuft der Wellenaufbauschwall auf der Deichböschung hoch. Hierbei wird kinetische Energie (Wellenaufbaugeschwindigkeit) in potentielle Energie (Wellenaufbauhöhe) umgewandelt. Reibungsverluste treten infolge viskoser Reibung und Oberflächenreibung auf. Hat die Wellenaufbaufzunge ihren höchsten Aufbaupunkt erreicht, so tritt Bewegungsumkehr ein, und die Wassermasse läuft auf der Deichböschung als Wellenablauf hinunter. Der Wellenablauf wird durch die Gravitation  $g$  beschleunigt. Reduzierend auf den Wellenablauf und die damit verbundenen Wellenablaufgeschwindigkeiten wirken die viskose Reibung und die Oberflächenrauheit der Deichböschung.

Zur Ermittlung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten an Seedeichen liegen wenige experimentelle Untersuchungen mit *Wellenspektren* vor (TAUTENHAIN, 1981; VAN DER MEER u. KLEIN BRETELER, 1990; FÜHRBÖTER, 1991; SCHÜTTRUMPF, 2001; OUMERACI et al., 2001). Die Verteilung der Geschwindigkeit der Aufbaufzunge über der Deichböschung kann näherungsweise durch folgende Funktion beschrieben werden:

$$v(z) = \sqrt{v_{0,\max}^2 - 2 \cdot g \cdot z_{98}} \quad (4.2.14)$$

mit:  $v(z)$  = Geschwindigkeit der Aufbaufzunge [m/s] im Abstand  $z$  [m] zum BW  
 $v_{0,\max}$  = maximale Aufbaugeschwindigkeit auf der Böschung [m/s]  
 $z_{98}$  = Wellenaufbauhöhe [m].

Die maximale Aufbaugeschwindigkeit  $v_{0,98}$  auf Höhe des BW ( $z = 0$ ) für Seedeiche folgt aus (OUMERACI et al., 2001):

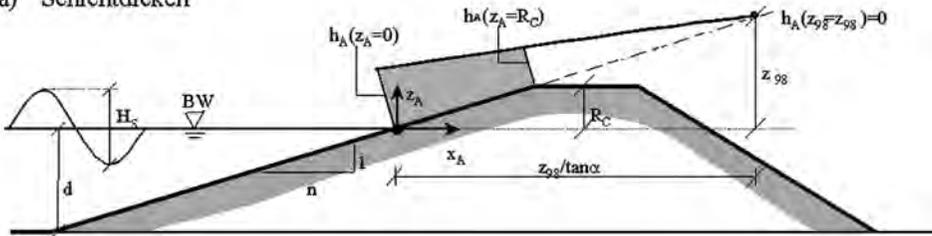
$$v_{0,98} = 1,10 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \quad (4.2.15)$$

bzw. die max. Ablaufgeschwindigkeit  $v_{0,\min}$  auf Höhe des BW ( $z = 0$ ) aus (TAUTENHAIN, 1981):

$$v_{0,\min} = 0,82 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \quad (4.2.16).$$

FÜHRBÖTER (1991) zeigt, dass die max. Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nicht am BW ( $z = 0$ ) auftreten (s. Abb. A 4.2.12b). Die Ermittlung des Punktes auf dem Deich, an dem die maximale Strömungsbelastung auftritt, ist bislang nicht hinreichend geklärt. Daher sollte die Verteilung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten auf dem Deich näherungsweise nach Gl. (4.2.15) und (4.2.16) bestimmt werden. Aufgrund der Abweichungen in den Untersuchungsergebnissen wird empfohlen, Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nur mit besonderer Vorsicht zu verwenden.

(a) Schichtdicken



(b) Auflaufgeschwindigkeiten

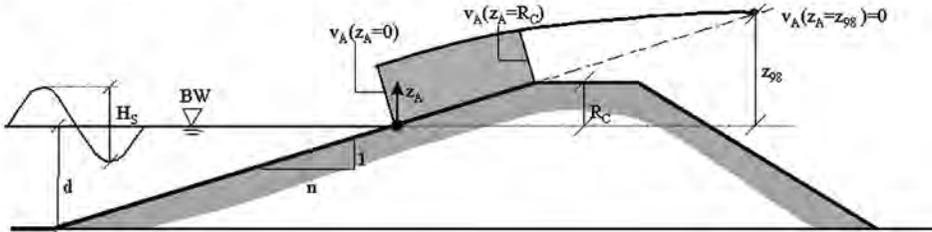


Abb. A 4.2.12: Definition der Strömungsparameter auf der Deichaußenböschung (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Neben den Auflaufgeschwindigkeiten können u.U. auch die Schichtdicken auf der Deichaußenböschung für Bemessungsfragen von Bedeutung sein. SCHÜTTRUMPF (2001) empfiehlt folgende Funktion zur Ermittlung der Schichtdicken auf der Deichaußenböschung:

$$h_{A,98} = 0,216 \cdot x_s \cdot \tan \alpha \quad (4.2.17)$$

mit:  $x_s$  = Restauflängle =  $(z_{98}/\tan \alpha - x_A)$   
 $x_A$  = horizontaler Abstand zum BW (s. Abb. A 4.2.12).

#### 4.2.4.8 Numerische Modelle

Zur Berechnung der Wellenauflaufhöhe sind numerische Modelle ein geeignetes Hilfsmittel. Insbesondere das Finite Differenzen Modell ODIFLOCS (VAN GENT, 1995) wurde in der Vergangenheit mehrfach erfolgreich zur Wellenauf- und Wellenüberläufermittlung angewandt und kann insbesondere bei komplexen Geometrien für eine erste Abschätzung der Wellenauflaufhöhen verwendet werden. Aufgrund der verwendeten Flachwassergleichungen ist die Behandlung des Wellenbrechens nicht möglich. Dies führt zu einer Unterschätzung der Wellenauflaufhöhen. Neuere Modelle auf der Grundlage der „Volume of Fluid“ (VOF) Methode (TROCH et al., 2002) bzw. der Boussinesq-Gleichungen (STRYBNY u. ZIELKE, 2000) sind zzt. in der Entwicklung, aber für die praxisnahe Anwendung aufgrund der erforderlichen Rechenintensität noch nicht geeignet.

## 4.2.5 Berechnungsverfahren für den Wellenüberlauf

## 4.2.5.1 Einleitung

Bei nicht ausreichender Freibordhöhe  $R_C$  eines Küstenschutzbauwerks (Deich, Wellenbrecher, Hochwasserschutzwand, etc.) kann es zum Wellenüberlauf kommen (s. Abb. A 4.2.7). In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass Wellenüberlauf aufgrund der stochastischen Natur des Seegangs, der Unsicherheiten bei der Wahl des Bemessungswasserstands, aus Kostengründen sowie aus ästhetischen Gründen (Sichtbehinderung) nicht vollständig ausgeschlossen werden kann. Daher ist Wellenüberlauf in tolerierbaren Mengen bei der Bemessung zuzulassen. Dabei ist sicherzustellen, dass die überlaufenden Wassermassen keinen Schaden an der Krone und der Innenseite des Bauwerks (z. B. Deichbinnenböschung) bzw. den angrenzenden Flächen (z. B. Lagerflächen) verursachen können. Für die Bemessung eines Bauwerks auf Wellenüberlauf ist bei den gegenwärtigen Bemessungsansätzen die Kenntnis der Überlaufwassermengen erforderlich.

4.2.5.2 Ermittlung der mittleren Wellenüberlauf rate  $q$ 

Die Überlaufmenge  $V$  ( $\text{m}^3/\text{m}$ ) während eines Sturmereignisses berechnet sich bezogen auf einen laufenden Meter Kronenbreite zu:

$$V = q \cdot t_s = \sum_{i=1}^N V_i(H_i, T_i) \quad (4.2.18)$$

mit:  $q$  = mittlere Überlauf rate [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]

$t_s = \sum_{i=1}^N T_i$  = Zeitdauer des Sturmereignisses [s]

$N$  = Anzahl der Wellen während eines Sturmereignisses [-]

$T_i$  = Wellenperiode [s] der  $i$ -ten Welle während eines Sturmereignisses

$H_i$  = Wellenhöhe [m] der  $i$ -ten Welle während eines Sturmereignisses

$V_i(H_i, T_i)$  = Wellenüberlaufmenge der  $i$ -ten Welle eines Sturmereignisses [ $\text{m}^3/\text{m}$ ].

Die mittlere Wellenüberlauf rate  $q$  kann nur für quasistationäre Randbedingungen berechnet werden. Dies ist insbesondere bei tide- und sturmflutbedingten Wasserstands- und Wellenhöhenänderungen zu berücksichtigen, da die mittlere Wellenüberlauf rate  $q$  exponentiell von der Freibordhöhe  $R_C$  abhängt.

Für Deiche kann die mittlere Wellenüberlauf rate  $q$  wie folgt berechnet werden:

$$q = 0,038 \gamma_b \sqrt{2gH_S^3} \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_S/L_0}} \exp \left( -3,7 \frac{R_C}{H_S} \frac{\sqrt{H_S/L_0}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_b \gamma_f \gamma_\theta} \right) \quad (4.2.19),$$

wobei ein Maximalwert von:

$$q = 0,096 \sqrt{2gH_S^3} \exp \left( -1,85 \frac{R_C}{H_S} \frac{1}{\gamma_\theta \gamma_f} \right) \quad (4.2.20)$$

nicht überschritten werden darf.

- Dabei sind:  $q$  = mittlere Wellenüberlaufrate [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]  
 $L_0 = \frac{gT_m^2}{2\pi} =$  Wellenlänge im Tiefwasser [m]  
 $T_m$  = mittlere Wellenperiode [s]  
 $H_S$  = signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]  
 $R_C$  = Freibordhöhe [m]  
 $\alpha$  = Deichneigung [°]  
 $\gamma_f$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit [-]  
nach Abschn. 4.2.4.4 (Tab. A 4.2.2)  
 $\gamma_\theta$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung  
[-] nach Abschn. 4.2.4.5  
 $\gamma_b$  = Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme bzw. eines  
Knickprofils [-] nach Abschn. 4.2.4.3.

Für Hochwasserschutzwände kann die mittlere Wellenüberlaufrate  $q$  entsprechend der folgenden Funktion ermittelt werden (FRANCO et al., 1995; OUMERACI et al., 1995):

$$q = 0,082 \sqrt{gH_S^3} \exp\left(-3,0 \frac{R_C}{H_S \cdot \gamma_\theta}\right) \quad (4.2.21).$$

Gl. (4.2.21) wurde von SCHÜTTRUMPF et al. (1998) unter Verwendung der Versuchsdaten von DAEMRICH (1991) und MÜHLESTEIN (1992) verifiziert und bestätigt. Lediglich für sehr kleine Freibordhöhen  $R_C$  kann Gl. (4.2.21) zu einer Überschätzung der mittleren Wellenüberlaufrate (für  $q > 100 \text{ l}/[\text{s} \cdot \text{m}]$ ) führen.

#### 4.2.5.3 Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens

In der Praxis wird oft statt der mittleren Wellenüberlaufrate  $q$  nach den Gl. (4.2.19)–(4.2.21) das Überlaufvolumen pro Welle benötigt. Das individuelle Wellenüberlaufvolumen sagt weit mehr über die Bauwerksbelastung aus als die mittlere Wellenüberlaufrate  $q$ . Das individuelle Wellenüberlaufvolumen kann jedoch nur statistisch ermittelt werden. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Überlaufvolumens pro Welle  $P(V)$  lässt sich durch eine zweiparametrische WEIBULL-Verteilung ausdrücken (FRANCO et al., 1995; VAN DER MEER et al., 1995):

$$P(V) = \exp\left[-\left(\frac{V}{A}\right)^B\right] \quad (4.2.22)$$

- mit:  $B$  = Formparameter zur Beschreibung der Krümmung der Verteilungskurve:  
 $B=0,75$  für Deiche und senkrechte Wände  
 $A$  = Maßstabsfaktor mit

$$A = 0,84 \bar{V} = \frac{0,84 \cdot T_m \cdot q}{P_{ow}} \quad (4.2.23)$$

- mit:  $T_m$  = mittlere Wellenperiode [s]  
 $\bar{V}$  = mittleres Überlaufvolumen pro Welle [ $\text{m}^3/\text{m}$ ]  
 $q$  = mittlere Überlaufrate [ $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ]

$P_{ow}$  = Prozentzahl der überlaufenden Wellen  $N_{ow}$  bezogen auf die Gesamtanzahl der einlaufenden Wellen  $N_w$

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} \quad (4.2.24).$$

Bei Annahme einer RAYLEIGH-Verteilung des Wellenauflaufes kann  $P_{ow}$  wie folgt beschrieben werden:

$$P_{ow} = \exp \left[ - \left( \frac{R_c}{H_s \cdot c_{ref}} \right)^2 \right] \quad (4.2.25)$$

mit:  $c_{ref} = 0,9 \cdot (\gamma_\theta \cdot \gamma_b)$  für HWS-Wände (FRANCO et al., 1995)

$c_{ref} = 0,81 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_0}}$  für Deiche, wobei ein Maximalwert von

$1,62 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta)$  nicht überschritten werden darf (VAN DER MEER et al., 1995).

#### 4.2.5.4 Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf

Bei den oben genannten Formeln zur Berechnung des Wellenüberlaufes werden Standardsituationen wie z. B. küstennormaler Wellenangriff, eine glatte Böschung etc. vorausgesetzt. Diverse Einflussfaktoren haben allerdings wie beim Wellenauflauf eine abmindernde Wirkung auf die Wellenüberlaufrate  $q$  und somit einen günstigen Einfluss auf die Bauwerksbemessung und die entstehenden Kosten. Schräger Wellenangriff, die Kurzkämigkeit des Seegangs oder eine zusätzliche Böschungsrauheit (z. B. Blocksteine) stellen solche abmindernden Faktoren dar, die bei der Wellenüberlaufermittlung zu berücksichtigen sind.

#### 4.2.5.5 Zulässige Wellenüberlaufraten

Da bislang Untersuchungen über den direkten Einfluss einer überlaufenden Welle auf ein Bauwerk fehlen (z. B. Belastung der Deichbinnenböschung), ist lediglich ein Vergleich mit kritischen Wellenüberlaufraten auf der Grundlage mittlerer Wellenüberlaufraten möglich, um die Tolerierbarkeit einer mittleren Wellenüberlaufrate  $q$  abzuschätzen. Auf der Grundlage umfangreicher Modelluntersuchungen, Naturbeobachtungen und Befragungen konnten die Kriterien in Tab. A 4.2.3 entwickelt werden (FUKADA et al, 1974; FRANCO et al., 1994 1995, 1999; VAN DER MEER et al., 1998), die die Gefährdung des Bauwerks bzw. sich auf dem Bauwerk befindlicher Personen und Fahrzeuge in Abhängigkeit von der mittleren Wellenüberlaufrate  $q$  angeben. Es ist anzumerken, dass Tab. A 4.2.3 in der gegenwärtigen Form lediglich eine Größenordnung für das Gefahrenpotential infolge Wellenüberlauf gibt. Außerdem stellen die mittleren Wellenüberlaufraten nicht das Maß für die Standicherheit dar. Daher sind die Werte in Tab. A 4.2.3 mit äußerster Vorsicht zu verwenden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um Tab. A 4.2.3 zu vervollständigen und zu präzisieren.

Tab. A 4.2.3: Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten für scharliegende Küstenschutzbauwerke (im Einzelfall überprüfen)

mittlere Überlauftrate $q$ [ $m^3/(s \cdot m)$ ]	Funktionelle Sicherheit		Strukturelle Sicherheit			
					Schäden auch bei voller Sicherung	Schäden möglich
$10^0$			massive Schäden	Schäden bei ungesicherter Krone		Schäden
5		sehr gefährlich		Schäden		
$10^{-1}$	unsicher bei allen Fahrgeschwindigkeiten			Schäden bei nicht gesicherter Binnenseite		erste Schäden
5		auf Grasdeich gefährlich				
$10^{-2}$	ebener Stellplatz unsicher	hinter HWS-Wand gefährlich			meist keine Schäden	
5	unsicher hinter HWS-Wand	unangenehm aber nicht gefährlich	kleine Schäden an Anbauteilen	meist keine Schäden		meist keine Schäden
$10^{-3}$						
5	unsicher bei hohen Fahrgeschwindigkeiten					
$10^{-4}$		naß, aber nicht unangenehm	meist keine Schäden			
5	sicher bei allen Fahrgeschwindigkeiten					
$10^{-5}$						
5						
$10^{-6}$						
5						
$10^{-7}$						
	Fahrzeuge	Fußgänger	Gebäude	HWS-Wand	Stein-/Beton-Deckwerke	Grasdeich

zunehmende Schäden ↑

4.2.5.6 Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs

Die Wellenüberlaufströmung wurde erstmals von SCHÜTTRUMPF (2001) untersucht und mathematisch beschrieben. Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten am Beginn der Deichkrone können direkt aus den Auflaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Deichaußenböschung ermittelt werden.

Die Veränderung der Strömungsgrößen auf der Deichkrone kann anhand der folgenden Gleichung beschrieben werden (Abb. A 4.2.13):

(a) Schichtdicken

$$h_k(x_k) = h_k(x_k = 0) \cdot \exp\left(-0,75 \frac{x_k}{B}\right) \tag{4.2.26}$$

(b) Überlaufgeschwindigkeiten

$$v_k(x_k) = v_k(x_k = 0) \cdot \exp\left(-\frac{x_k \cdot f}{2 \cdot h_k}\right) \tag{4.2.27}$$

Der Reibungsbeiwert  $f$  sollte für glatte Böschungen (Beton, Asphalt) zu  $f = 0,02$  gesetzt werden. Weitergehende Informationen sind SCHÜTTRUMPF (2001) zu entnehmen.

Auf der Deichbinnenböschung wirkt zusätzlich die Neigung der Binnenböschung  $\beta$  auf die Überlaufgeschwindigkeiten  $v_B$ , und die Veränderung der Strömungsgrößen wird durch Gl. (4.2.28) beschrieben (Abb. A 4.2.13):



Gl. (4.2.28) ist iterativ zu lösen. Als Anfangsschichtdicke  $h_B$  sollte für die erste Näherung die Schichtdicke  $h_B$  ( $s_B = 0$ ) am Beginn der Deichbinnenböschung angesetzt werden. Aufgrund des Erhalts der Kontinuität ( $q = h_b \cdot v_B = \text{konst.}$ ) kann die Schichtdicke  $h_b$  nach der ersten Iteration neu bestimmt werden. Nach drei Iterationen ist in den meisten Fällen eine ausreichende Genauigkeit gegeben.

Zur Zeit werden großmaßstäbliche Modellversuche unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Randbedingungen ausgewertet, um die Wirkung der Überlaufströmungsgrößen nach Gl. (4.2.26) bis (4.2.28) auf die Stabilität der Deichbinnenböschung abschätzen zu können. Erst nach Abschluss dieser Untersuchungen ist eine Bemessung der Deichbinnenböschung auf Grundlage der angreifenden und widerstehenden Kräfte möglich.

## 4.2.6 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperabdeckungen

### 4.2.6.1 Allgemeines

Für die Dimensionierung von Böschungen mit Bruchstein- oder Formkörperabdeckungen gegen Seegangbelastungen werden nachfolgend Hinweise zur Ermittlung der erforderlichen Gewichte der Bruchsteine bzw. Formkörper gegeben. Aus der Vielzahl der in den vergangenen Jahrzehnten entwickelten empirischen Bestimmungsgleichungen wird auf die auf den Arbeiten von Irribarren aufbauende HUDSON-Gleichung (CERC, 1984) sowie auf die Untersuchungen von VAN DER MEER (1988) eingegangen.

Beiden Bemessungsformeln ist gemeinsam, dass die Wahl der in den Gleichungen enthaltenen empirischen Faktoren die erforderliche Steingröße maßgeblich beeinflusst. Eine Anwendung der Gleichungen als starres „Rezept“ kann nicht zu einer optimalen Dimensionierung der Bauwerke führen. Vergleichsrechnungen und insbesondere die Erfahrungen des planenden Ingenieurs sind elementare Grundlage für die abschließende Festlegung der Bruch- oder Formsteinabmessungen sowie für die Wahl der Stärke der Deckschicht.

### 4.2.6.2 HUDSON-Formel

Die auf der Grundlage umfangreicher Untersuchungen in kleinmaßstäblichen hydraulischen Modellen mit regelmäßigen Wellen entwickelte HUDSON-Formel lautet:

$$W_{\text{erf}} = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H_{\text{bem}}^3}{K_D \cdot \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cdot n} \quad (4.2.29)$$

mit:  $W_{\text{erf}}$  = erforderliches Gewicht eines Einzelblockes in der Deckschicht in [kN]  
 $\rho_s$  = Dichte des Blockes in [ $\text{t}/\text{m}^3$ ]  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers in [ $\text{t}/\text{m}^3$ ]  
 $g$  = Erdbeschleunigung in [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]  
 $H_{\text{bem}}$  = Bemessungswellenhöhe in [m] ( $H_{\text{bem}} = H_{1/3}$ )  
 $K_D$  = dimensionsloser, experimentell ermittelter Koeffizient [-].

In die HUDSON-Formel gehen die Böschungsneigung, die Bemessungswellenhöhe, die Dichte der verlegten Bruchsteine bzw. Formkörper sowie der umgebenden Flüssigkeit ein. In dem dimensionslosen  $K_D$ -Wert sind alle sonstigen Faktoren zusammengefasst, wie z. B.

die Form der Deckschichtsteine, der Grad der Verzahnung und die Form der angreifenden Welle (brechende bzw. nichtbrechende Wellen), wenn sie auf das Bauwerk auftrifft. In Abb. A 4.2.14 sind die im Shore Protection Manual (CERC, 1984) empfohlenen  $K_D$ -Werte von Bruch- und Formsteinen für geneigte Wellenbrecherschichten (Zerstörungsgrad < 5 %; d. h. weniger als 5 % aller Deckschichtsteine werden während eines Bemessungsereignisses verlagert) zusammengestellt.

Im Schrifttum werden unterschiedliche Empfehlungen hinsichtlich der Wahl der Bemessungswellenhöhe gegeben. Während das Shore Protection Manual von 1977 die signifikante Wellenhöhe  $H_S = H_{1/3}$  als Bemessungswellenhöhe  $H_{bem}$  empfiehlt, wird im Shore Protection Manual von 1984  $H_{bem} = H_{1/10}$  empfohlen. Nachrechnungen von Schadensfällen in den 70er und 80er Jahren haben dazu geführt, dass heutzutage wieder die signifikante Wellenhöhe  $H_{1/3}$  in Verbindung mit den  $K_D$ -Werten des Shore Protection Manuals von 1984 verwendet wird.

In der Praxis kann u. U. erwogen werden, einen höheren  $K_D$ -Wert als angegeben zu wählen, wenn einige Prozent an Zerstörung von vornherein in Kauf genommen werden. In diesem Falle sind die voraussichtlichen Kosten für eine Schadensbehebung gegen die Gesamtkosten des Bauwerkes durch Optimierung gegenüberzustellen, um zu einer wirtschaftlich vertretbaren Lösung zu gelangen.

Die Seegangsauswertung und -beurteilung ist ein weiterer entscheidender Einflussfaktor für die Dimensionierung der Deckschicht, da die Wellenhöhe mit der 3. Potenz in die Formel von HUDSON eingeht. Daher ist es sehr wichtig, zum Beispiel die Häufigkeit des Auftretens von stärkerem Seegang innerhalb eines Jahres oder eines größeren Zeitraumes abzuschätzen und daraus die Wahrscheinlichkeit abzuleiten, wie oft Wellen einer bestimmten Höhe (z. B. der vorgesehenen Entwurfswellenhöhe) in einem Seegangsspektrum überschritten werden. Für eine weitergehende Erläuterung dieser vorgenannten Aufgabenstellungen wird auf Abschn. 3 verwiesen.

#### 4.2.6.3 Ermittlung des erforderlichen Decksteingewichts nach VAN DER MEER

Auf der Grundlage umfangreicher groß- und kleinmaßstäblicher Untersuchungen mit Wellenspektren entwickelte VAN DER MEER (1988) eine Beziehung für die Dimensionierung von Bruchsteinabdeckungen, in der die Einflussgrößen, die im  $K_D$ -Wert nach HUDSON zusammengefasst sind, detaillierter unterschieden werden:

- Wellensteilheit
- Durchlässigkeit von Deckschicht und Filterschicht
- zulässiger Zerstörungsgrad und
- Sturmdauer.

Der Ansatz nach VAN DER MEER suggeriert gegenüber der HUDSON-Formel eine erhöhte Genauigkeit, da die zahlreichen Einflussgrößen scheinbar exakt berücksichtigt werden. Bei der Planung eines Wellenbrechers wird allerdings schnell deutlich, dass insbesondere die Bestimmung der Einflussgrößen (z. B. Porosität und Sturmdauer) mit hohen Unsicherheiten verbunden ist und somit die Genauigkeit der Bemessung gegenüber der HUDSON-Formel nicht erhöht wird.

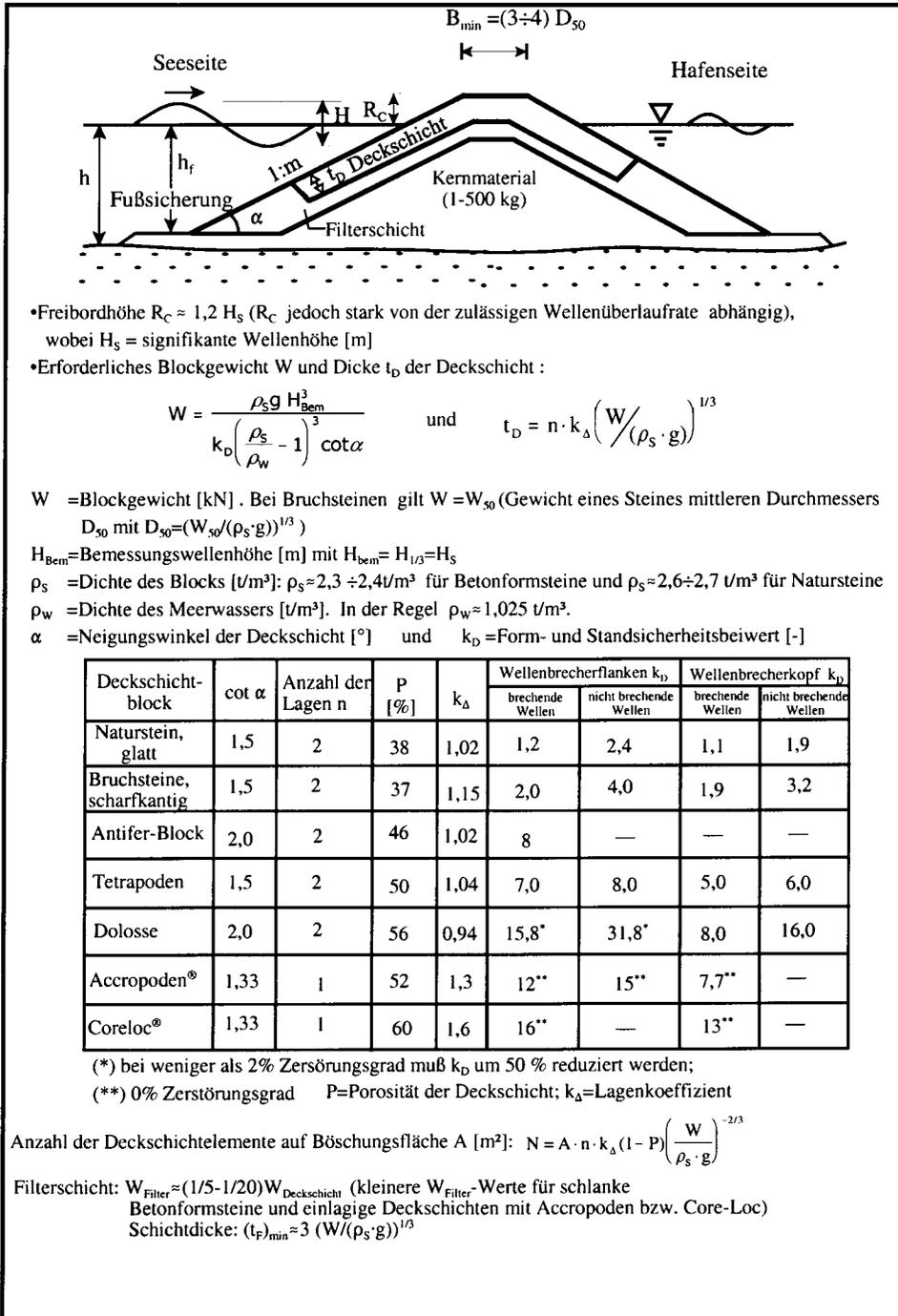


Abb. A 4.2.14: Bemessungsformeln für geschüttete Wellenbrecher – HUDSON-Formel (OUMERACI, 2001)

Als dimensionsloser Bemessungskennwert wird von VAN DER MEER die Stabilitätszahl  $N_S$  verwendet, die das Verhältnis der angreifenden Kräfte (Wellenhöhe  $H_S$ ) zu den widerstehenden Kräften ( $\Delta \cdot D_{n50}$ ) darstellt:

$$N_S = \frac{H_S}{\Delta \cdot D_{n50}} \quad (4.2.30)$$

mit:  $N_S$  = Stabilitätszahl [-]  
 $H_S$  = signifikante Wellenhöhe [m]  
 $D_{n50}$  = mittlerer Durchmesser der Bruchsteine [m]  
 $\Delta$  = relative Steindichte  $\Delta = (\rho_S/\rho_W) - 1$  [-]  
 $\rho_S, \rho_W$  = Dichte der Bruchsteine und des Wassers [ $t/m^3$ ].

Da das Steingewicht  $W$  (vgl. Abschn. 4.2.6.2) dem Durchmesser  $D_{n50}$  in der 3. Potenz proportional ist

$$W \approx D_{n50}^3 \quad (4.2.31),$$

geht die Wellenhöhe, wie auch in der HUDSON-Formel, mit der 3. Potenz in die Bemessung der Deckschicht ein.

VAN DER MEER unterscheidet bei der Bemessung zunächst in zwei Wassertiefenbereiche:

- hinreichend große Wassertiefe am Böschungsfuß (keine Beeinflussung der Wellenhöhe durch Wellenbrechen vor dem Böschungsfuß),
- geringe Wassertiefe am Böschungsfuß (Beeinflussung der Wellenhöhe durch Wellenbrechen vor dem Böschungsfuß).

Wird die Wellenhöhe durch Wellenbrechen beeinflusst, so empfiehlt VAN DER MEER die Verwendung von  $H_{2\%}$  (Wellenhöhe mit 2 % Überschreitungswahrscheinlichkeit) anstelle von  $H_S$ . In der Praxis bereitet die Ermittlung von  $H_{2\%}$  jedoch Schwierigkeiten, da in Flachwasserbereichen kein RAYLEIGH-verteilter Seegang vorliegt, für den  $H_{2\%}/H_S=1,4$  gilt. Ist nicht bekannt, ob die Wellen vor dem Böschungsfuß brechen, so sollte sicherheitshalber mit den Gleichungen für eine ausreichend große Wassertiefe am Böschungsfuß gerechnet werden.

Weiterhin unterscheidet VAN DER MEER nach dem Brechertyp auf der Böschung zwei Belastungsfälle:

- Sturzbrecher
- Reflexionsbrecher.

Der Berechnungsansatz nach VAN DER MEER (1988) ist in Abb. A 4.2.15 dargestellt. Durchlässigkeitsbeiwert und Zerstörungsgrad können entsprechend den Angaben in Abb. A 4.2.15 gewählt werden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert liegt zwischen  $P = 0,1$  (Deckschicht mit Filterlage auf undurchlässigem Untergrund) und  $P = 0,6$  (homogene Struktur). Aus den Bestimmungsgleichungen für die erforderlichen Steinabmessungen ist ersichtlich, dass mit zunehmendem  $P$  die erforderlichen Abmessungen abnehmen. Physikalisch kann dies dadurch erklärt werden, dass bei undurchlässigem Untergrund die Wasserbewegungen (insbesondere des Wellenablaufes) in der Deckschicht konzentriert werden und somit große Kräfte auf die Elemente der Deckschicht wirken.

Für die Definition des Zerstörungsgrades  $S$  wird zwischen den Zuständen

- Beginn der Zerstörung
- Übergangsbereich und
- Versagen der Struktur unterschieden.

**(a) Definitionsskizze**

**(b) Brecherkennzahl**  $\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$  mit:  $H_s$  = Signifikante Wellenhöhe [m]  
 $T_m$  = mittlere Wellenperiode [s]  
 $\alpha$  = Neigungswinkel der Deckschicht [°]

**(c) kritische Brecherkennzahl für  $\cot \alpha \leq 3$**  **kritische Brecherkennzahl für  $\cot \alpha > 3$**   
 $\xi_{mc} = \left[ 6,2 P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0,5}$   $\xi_{mc} = \left[ 3,58 P^{0,31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0,5}$   
 Mit: P = Durchlässigkeitsbeiwert [-]

**(d) Ermittlung der Steindurchmesser**

**große Wassertiefe am Bauwerksfuß** (Wellen brechen nicht vor dem Bauwerksfuß)  
**Sturzbrecher** ( $\xi_m \leq \xi_{mc}$ )  
 $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6,2 P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5}$

**geringe Wassertiefe am Bauwerksfuß** (Wellen brechen teilweise vor dem Bauwerksfuß)  
**Sturzbrecher** ( $\xi_m \leq \xi_{mc}$ )  
 $\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8,7 P^{0,18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \xi_m^{-0,5}$

**Reflexionsbrecher** ( $\xi_m > \xi_{mc}$ )  
 $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1,0 P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P$

**Reflexionsbrecher** ( $\xi_m > \xi_{mc}$ )  
 $\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1,4 P^{-0,13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0,2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P$

Mit: S = Zerstörungsgrad [-]  
 $D_{n50}$  = nominaler Steindurchmesser  $(W_{50}/\rho_s \cdot g)^{1/3}$  [m]  
 $\Delta$  = relative Steinwichte  $(\rho_s / \rho_w - 1)$  [-]  
 N = Anzahl Wellen (Sturmdauer) [-]

**(e) Tabellen**

**Zerstörungsgrad**

Neigung	leicht	mittel	vollständig
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

**Aufbau des Wellenbrechers**

Durchlässigkeit	Deckschicht	Filter	Durchlässiger Kern
P = 0.1	x	x	Nein
P = 0.4	x	x	Ja
P = 0.5	x	-	Ja
P = 0.6	Homogen	-	Ja

Abb. A 4.2.15: Bemessungsformeln für geschüttete Wellenbrecher – VAN DER MEER-Formel – (VAN DER MEER, 1985; 1998)

Die erste Stufe (Beginn der Zerstörung) kann näherungsweise dem „no damage“ Kriterium (Zerstörungsgrad  $< 5\%$ ) der HUDSON-Formel gleichgesetzt werden. Als Entwurfswerte für eine zweilagige Deckschicht werden die in Abb. A 4.2.15 in Abhängigkeit von der Böschungsneigung zusammengestellten Beiwerte  $S$  empfohlen (VAN DER MEER, 1988). Die Berücksichtigung des Zerstörungsgrades stellt aber auch einen wesentlichen Vorteil des Verfahrens nach VAN DER MEER da, weil der Zerstörungsgrad direkt abgeschätzt werden kann.

Die Bemessungsgleichungen nach VAN DER MEER sind für Sturmdauern bzw. Wellenzahlen zwischen  $N = 1000$  und  $N = 7000$  gültig. Die Untersuchungen zeigten eine maximale Zerstörung bzw. Stabilisierung eines Gleichgewichtszustandes bei rd.  $N = 8000$  bis  $9000$  Wellen. Für die Dimensionierung von Deckwerken mit Abdeckungen aus verklammerten Bruchsteinen, Steinsatz (z. B. Basaltsäulen), Betonsteinpflaster mit Horizontal- und/oder Vertikalverbund, Betonmatten usw. (vgl. Empfehlungen D) kann für eine Abschätzung der erforderlichen Abmessungen auf eine Erweiterung des vorstehend erläuterten Ansatzes zurückgegriffen werden (PILARCZYK, 1990).

#### 4.2.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.2

- BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering, Kopenhagen, Dänemark, 1974.
- BRAHMS, A.: Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst, 1. Teil (1754) und 2. Teil (1757). Verlag H. Tapper, Aurich, 1754 u. 1757.
- CERC: Shore Protection Manual, Vol. I-III, Coastal Engineering Research Center, Vickburg, 1984.
- DAEMRICH, K. F.: Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, H. 72, S. 353–367, 1991.
- EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Die Küste, H. 55, 1993.
- ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, H. 41, S. 255–276, 1974.
- ERCHINGER, H. F.: Naturmessungen des Wellenaufbaus mit neuentwickelten Geräten, Die Küste, H. 31, S. 59–71, 1977.
- FRANCO, L.; DE GERLONI, M.; VAN DER MEER, J. W.: Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwaters. Proc. 24th Intern. Conf. on Coastal Eng., Kobe, Japan, 1994.
- FRANCO, C.; FRANCO, L.; RESTANO, C.; VAN DER MEER, J. W.: The Effect of Wave Obliquity and Short Crestedness on the Overtopping Rate and Volume Distribution on Caisson Breakwaters, MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop, 1995.
- FRANCO, C. u. FRANCO, L.: Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D-waves, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 125, No. 2, S. 98–108, 1999.
- FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen, Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, H. 27, 1966.
- FÜHRBÖTER, A.: Model and Prototype Tests for Wave Impact and Run-up on an Uniform 1:4 Slope, Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers 10, 1986.
- FÜHRBÖTER, A.: Geotextile and Granular Filters Underneath Concrete Block Revetments – A Comparison of Uplift Characteristics. Proceedings 2<sup>nd</sup>. International Symposium on Wave Research and Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers 10, 1986.
- FÜHRBÖTER, A.: Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft, Bd. 46, S. 225–282, 1991.
- FUKUDA, N.; UNO, T. u. IRIE, I.: Field Observations of Wave Overtopping of Wave Absorbing Revetment. Coastal Engineering in Japan, Vol. 17, 1974.
- GRÜNE, J.: Anatomy of Shock Pressures Induced by Real Sea State Breaking Waves, Int. Symposium on Modelling Soil Water Interactions (SOWAS), Delft, 1988.
- GRÜNE, J.: Wave-Induced Shock Pressures Under Real Sea State Conditions, Proceedings 21<sup>st</sup> Int. Conf. On Coastal Engineering. Torremolinos, Malaga, Spain, 1988.

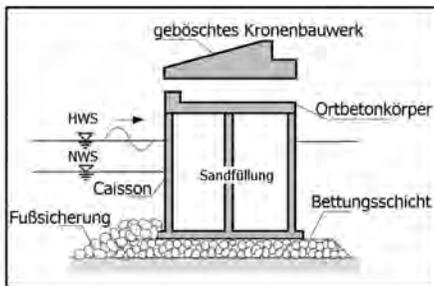
- HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Journal of the Waterways and Harbour Division. ASCE, Vol. 85, No. WW3, S. 123–153, 1959.
- MÖLLER, J.; OHLE, N.; SCHÜTTRUMPF, H.; DAEMRICH, K. F.; OUMERACI, H.; ZIMMERMANN, C.: Schräger Wellenauflauf an Seedeichen, Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums (29.3.2001), Hannover, 2001.
- MÜHLESTEIN, D.: Hydraulische Untersuchungen von Wellenüberlauf an HWS-Wänden, Final Report. Danish Hydraulic Institute, Projekt Nr. 6734, 1992.
- NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenaufbaus an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen, Die Küste, H. 29, S. 143–151, 1976.
- NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F.; KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste, Berichte der Forschungsstelle Küste, Bd. 40, 1995.
- NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; PETERS, K. H.; SCHNEIDER, O.: The estimation of Design Wave Run-Up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security by Using Benchmarks of Flotsam, Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Rio de Janeiro, 1995.
- OUMERACI, H.: Beanspruchung von Betonplattendeckwerken und ihre Berücksichtigung bei der Bemessung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 66, 1989.
- OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M.: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping – Results from Large Scale Model Tests, LWI-Bericht Nr. 858, 2001.
- OUMERACI, H.; HEWSON, P.; JUHL, J. u. VAN DER MEER, J.: MCS-Project Multi-Disciplinary Research on Monolithic Coastal Structures, MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop, 1995.
- OUMERACI, H.: Küsteningenieurwesen, in: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage, Parey-Buchverlag Berlin, 2001.
- PILARCZYK, K. W.: Design of Seawalls and Dikes, in: Coastal Protection, Editor: PILARCZYK, Balkema, 1990.
- PILARCZYK, K. W.: Other Design Considerations, in: Dikes and Revetments, Editor: PILARCZYK, Balkema, 1998.
- RICHIEN, W. u. WEHNER, T.: Considering the Stress of Filters in the Construction of Sea Dikes. Third Int. Conf. On Geotextiles, Vienna, Austria, 1986.
- SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A. u. OUMERACI, H.: Application of Overtopping Models to Vertical Walls Against Storm Surges. Proc, 26th Int. Conf. on Coastal Engineering. Kopenhagen, 1998.
- SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau, 2001.
- SCHULZ, K.-P.: Maßstabeffekte beim Wellenaufbau auf glatten und rauen Böschungen, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, H. 120, S. 140–239, 1992.
- SPARBOOM, U.; DEBUS, W. u. GRÜNE, J.: Wave-Induced Uplift Characteristics on Concrete Block Slope Revetments, Proc. 23<sup>rd</sup> Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, 1992.
- STEPHAN, H.-J.: Über Schäden an Seedeichen durch Wellen- und Druckschlagbelastungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 70, 1981.
- STRYBNY, J. u. ZIELKE, W.: Extended Eddy Viscosity Concept for Wave Breaking in Boussinesq Type Models, Proc. of 27th Int. Conf. on Coastal Eng., Sydney, S. 1307–1320, 2000.
- SZMYTKIEWICZ, M.; ZEIDLER, R. u. PILARCZYK, K.: Irregular Wave Run-up on Composite Rough Slopes, Coastal Dynamics, S. 599–613, 1994.
- TAUTENHAIN, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus – Ein Beitrag zur Bemessung, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 53. S. 1–245, 1981.
- TAUTENHAIN, E.; KOHLHASE, S. u. PARTENSKY, H. W.: Wave Run-up at Sea Dikes Under Oblique Wave Approach, Proceedings 18th International Conference on Coastal Engineering, Kapstadt, Südafrika. S. 804–810, 1982.
- TROCH, P.; DE ROUCK, J.; SCHÜTTRUMPF, H.: Numerical Simulation of Wave Overtopping over a Smooth Impermeable Sea Dike. Advances in Fluid Mechanics IV. Ghent. S. 715–724, 2002.
- VAN DER MEER, J. W.: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft Hydraulics Publications No. 396. 1988.

- VAN DER MEER, J. W. u. KLEIN BRETELER, M.: Measurement and Computation of Wave Induced Velocities on a Smooth Slope, Proceedings 22nd International Conference on Coastal Engineering, S. 191–204, 1992.
- VAN DER MEER, J. W. u. JANSSEN, P. F. M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. ASCE book on „Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures“, Ed. Z. Demirebilek, 1995.
- VAN DER MEER, J. W.; TÖNJES, P. u. DE WAAL, J. P.: A Code for Dike Height Design and Examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters (Ed. N. W. H. ALLSOP), Thomas Telford, London, 1998.
- VAN DER MEER, J. W.: Application and Stability Criteria for Rock and Artificial Units. In: Dikes and Revetments, Editor: K. W. PILARCZYK, Balkema, 1998.
- VAN GENT, M.: Wave Interaction with Permeable Coastal Structures. PHD-Thesis. Delft University Press, 1995.
- VAN GENT, M.: Physical Model Investigations on Coastal Structures with Shallow Foreshores – 2D Model Tests with Single and Double Peaked Wave Energy Spectra, Delft Hydraulics. Report H. 3608, 1999.
- VAN VLEDDER, G. P.: Literatur Survey to Wave Impacts on Dike Slopes. Desk Study Prepared for the Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. A4. Delft Hydraulics, 1990.
- WEHNER, T.: Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeiches, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, H 21, 1987.
- WITTE, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 102, 1988.
- ZITSCHER, F. F.; SCHERENBERG, R. u. CAROW, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins, Die Küste, H. 33, S. 71–99, 1979.

## 4.3 Senkrechte Wellenbrecher

## 4.3.1 Bauwerkstypen

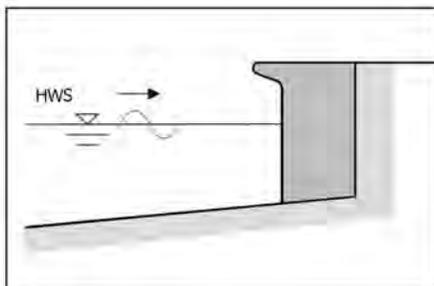
Neben Wellenschutzbauwerken in Schüttbauweise stellen monolithische, meist senkrechte Schutzwerke aus Beton die häufigste Bauweise dar. Derartige senkrechte Bauwerke können z. B. in folgenden Formen (Abb. A 4.3.1) vorkommen: (i) senkrechte Wellenbrecher, (ii) zusammengesetzte Wellenbrecher, (iii) Strand- und Uferschutzmauern sowie (iv) Hochwasserschutzwände. Für weitere Konstruktionsformen, wie z. B. perforierte Schutzwände, Jarlan-Caisson-Wellenbrecher und pfahlgestützte Schürzenwände, sei auf PIANC (2001) und OUMERACI (2002) verwiesen.



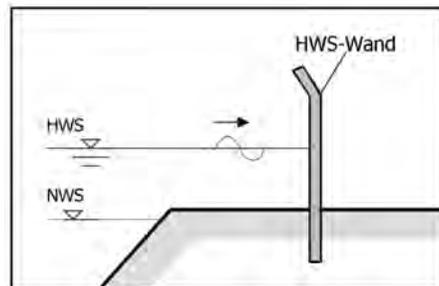
(a) senkrechter Wellenbrecher



(b) zusammengesetzter Wellenbrecher



(c) Strand- und Ufermauer



(d) Hochwasserschutzwand

Abb. A 4.3.1: Ausgewählte Bauweisen von senkrechten Wellenschutzbauwerken (schematisch)

## 4.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen für senkrechte Wellenbrecher

Bei den hydraulischen Grundlagen ist zwischen der funktionellen Bemessung, die mehr auf die hydraulische Wirksamkeit fokussiert, und der konstruktiven Bemessung, bei der Fragen der Seegangsbelastung und der Standsicherheit im Vordergrund stehen, zu unterscheiden.

## 4.3.2.1 Bemessungsablauf

Eine vereinfachte Zusammenfassung des Bemessungsablaufes für einen senkrechten Wellenbrecher ist in Abb. A 4.3.2 dargestellt. Da die Hauptfunktion eines Wellenbrechers darin besteht, die Wellenunruhe im geschützten Bereich auf einen zulässigen Wert zu senken (PIANC, 1995 und OUMERACI, 1988), spielt die Wellentransmission die entscheidende Rolle für die funktionelle Bemessung. Für weitere Details hinsichtlich der funktionellen Bemessung sei auf GODA (2000) und OUMERACI (1988) verwiesen. Weitere maßgebende Einflussparameter sind die Wellenreflexion und der Wellenüberlauf, die zugleich auch die Belastungen und somit die Standsicherheit des Bauwerkes beeinflussen können. Im Folgenden wird nach einigen Hinweisen zur hydraulischen Wirksamkeit hauptsächlich auf die Bestimmung der Wellenbelastung eingegangen. Auf Gründungsaspekte, die entsprechenden Stabilitätsnachweise sowie auf weitere Aspekte der konstruktiven Bemessung wird u. a. in PIANC (2001), EAU (1996) und OUMERACI (2002) eingegangen.

## 4.3.2.2 Hinweise zur hydraulischen Wirksamkeit

Die Wellentransmission, zusammen mit der Wellenreflexion und dem Wellenüberlauf, stellen die wesentlichen Prozesse und Kriterien zur Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit eines senkrechten Wellenbrechers dar. Entscheidend ist jedoch die Wellentransmission, da die Hauptfunktion eines Wellenbrechers in der Wellendämpfung für den Schutzbereich besteht. Diese Transmission kann durch (i) die Hafeneinfahrt und (ii) die Schüttsteinunterlage unter dem monolithischen Bauwerk sowie durch (iii) Wellenüberlauf erfolgen. Im ersten Fall handelt es sich im Wesentlichen um ein Diffraktionsproblem (siehe Abschn. 3.5). Im zweiten Fall ist die Energiedissipation in groben, porösen Medien maßgebend (MUTTRAY, 2001). Der Transmissionsanteil ist lediglich bei sehr hohen Gründungskörpern aus Steinschüttung von Bedeutung. Der wichtigste Transmissionsanteil neben der Transmission durch die Hafeneinfahrt entsteht i.d.R. infolge Wellenüberlauf. Dabei stellt die relative Freibordhöhe  $R_c/H_s$  den entscheidenden Einflussparameter dar. Zur Bestimmung der Transmissionskoeffizienten  $K_t$  infolge Wellenüberlauf liegen Bemessungsnomogramme vor (GODA, 2000; TAKAHASHI, 1996). Für eine erste Abschätzung kann auch folgende Faustformel herangezogen werden, die für  $R_c/H_s = 0$  bis 1,25 gültig ist:

$$K_t = 0,3 \left( 1,5 - \frac{R_c}{H_s} \right)$$

mit  $K_t = \frac{H_t}{H_i}$  und  $H_t, H_i$  = Höhe der transmittierten bzw. der einlaufenden Welle.

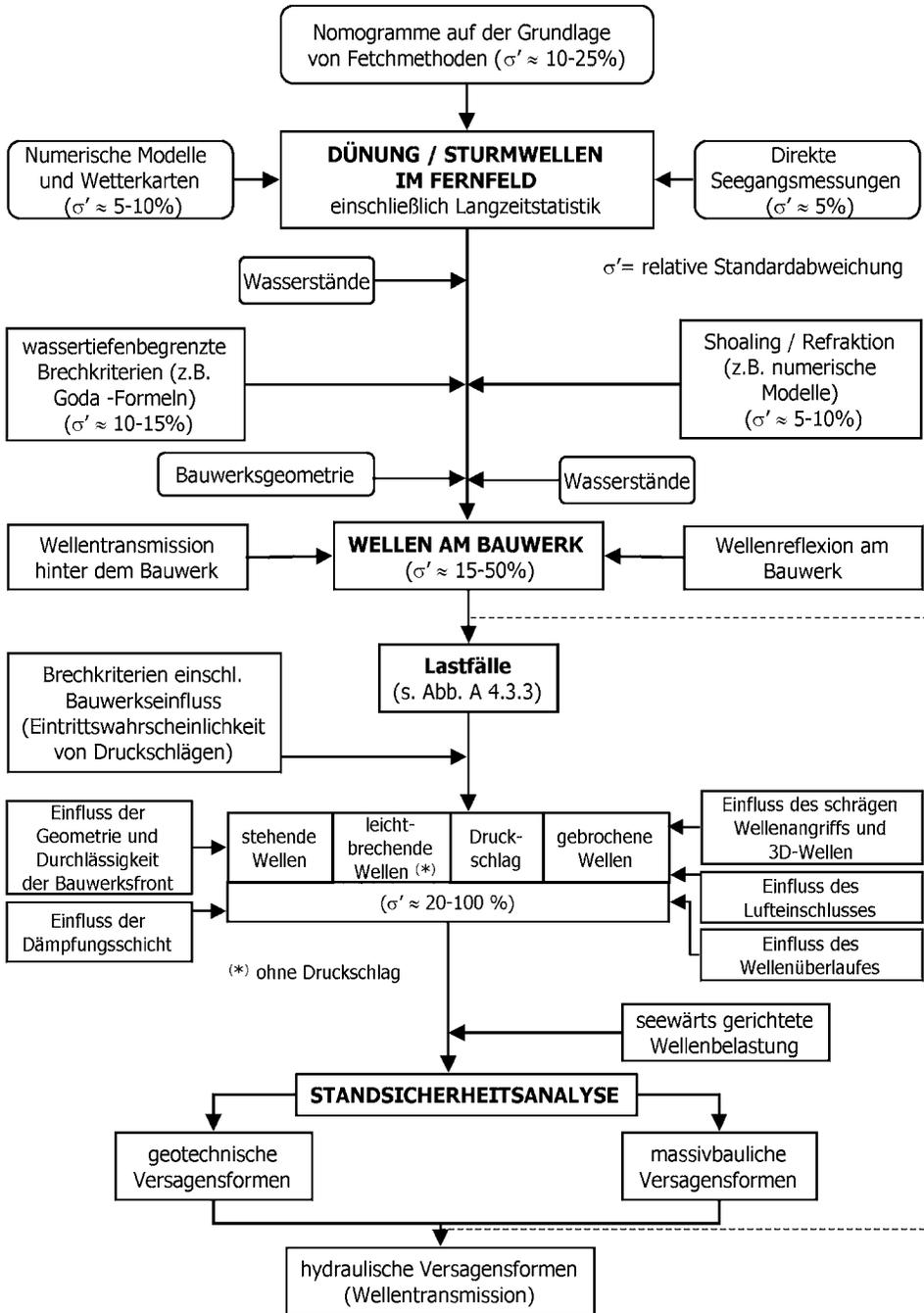


Abb. A 4.3.2: Allgemeiner Ablauf für die Bemessung senkrechter Wellenbrecher (nach OUMERACI et al., 2001a)

Die bestehenden Berechnungsverfahren berücksichtigen jedoch weder die Perioden noch die statistische Verteilung der transmittierten Wellen, so dass beim Detailentwurf größerer Projekte hydraulische Modelluntersuchungen unerlässlich sind. Der Wellenüberlauf kann auch die Sicherheit des Betriebs auf bzw. hinter dem Wellenbrecher gefährden. Zur Berechnung der Wellenüberlaufweiten und zur Abschätzung der zulässigen Grenzwerte sei auf Abschn. 4.2.4 verwiesen. Weitere Details sind in OUMERACI (2002) und GODA (2000) zu finden.

Die Wellenreflexion kann sowohl die Schifffahrt als auch die Standsicherheit des Bauwerkes (Kolkbildung!) beeinträchtigen. Sie stellt daher ein wichtiges Bemessungskriterium dar. Neben dem Brechertyp bilden Durchlässigkeit und die seewärtige Frontgeometrie des Bauwerkes die entscheidenden Einflussfaktoren. Bemessungsnomogramme und -formeln zur Abschätzung des Reflexionskoeffizienten  $K_r$  liegen bereits für verschiedene Seegangsbedingungen und Bauwerkstypen vor (PIANC, 2001). Für Wellenbrecher mit glatter, undurchlässiger, senkrechter Front gilt  $K_r = 0,7$  bis  $0,95$  bei nicht brechenden bis leicht brechenden Wellen und  $K_r = 0,5$  bis  $0,7$  für brechende Wellen. Durch die Anwendung perforierter Caisson-Wellenbrecher lässt sich der Reflexionskoeffizient auf  $K_r = 0,30$  senken (BERGMANN u. OUMERACI, 2001).

Ein weiterer Aspekt der hydraulischen Wirksamkeit, der zunehmend an Bedeutung gewinnen wird, ist die Reduktion der Gischesterzeugung und -höhe am Bauwerk. Durch Wind kann die salzhaltige Gischt bis 30 km in das Landesinnere transportiert werden (bis ca.  $400 \mu\text{g}/\text{m}^2/\text{s}$ ) und dort zu erheblichen Beeinträchtigungen (z. B. erhöhte Korrosion) führen.

#### 4.3.2.3 Wellenbelastung senkrechter Wellenbrecher

##### a) Klassifizierung der Lastfälle

Der jeweilige Lastfall wird vorwiegend durch das lokale Wellenklima, die Topographie des Küstenvorfeldes sowie den Typ und die Geometrie des monolithischen Bauwerkes, einschließlich der Höhe und Breite der Schüttsteinunterlage, bestimmt. Zur Unterscheidung der Lastfälle wurde das in Abb. A 4.3.3 dargestellte Verfahren entwickelt (OUMERACI et al., 2001a). Dieses beinhaltet drei Entscheidungsebenen und führt zu vier Lastfällen.

In der ersten Entscheidungsebene entscheidet die relative Wassertiefe  $h_b^* = h_b/h_s$  über den Bauwerkstyp (senkrecht, zusammengesetzt oder Kronenbauwerk). In der zweiten und dritten Entscheidungsebene liefern die relative Wellenhöhe  $H_s^* = H_s/h_s$  (Brecherindex) und die relative Bermenbreite  $B^* = B_{eq}/L_{hs}$  den anzunehmenden Lastfall: (i) quasi-stehende Wellen, (ii) leicht brechende Wellen, (iii) Druckschläge und (iv) gebrochene Wellen.

Dieses stark vereinfachte Verfahren ermöglicht vor allem dem Nutzer eine erste überschlägliche Abschätzung der Bedingungen, die zur Druckschlagbelastung führen. Weitere Verfeinerungen im Hinblick auf die Brechkriterien, die auch die Vorlandböschung bzw. die Reflexionseigenschaften des Bauwerkes berücksichtigen, werden von OUMERACI et al. (2001a) angegeben.

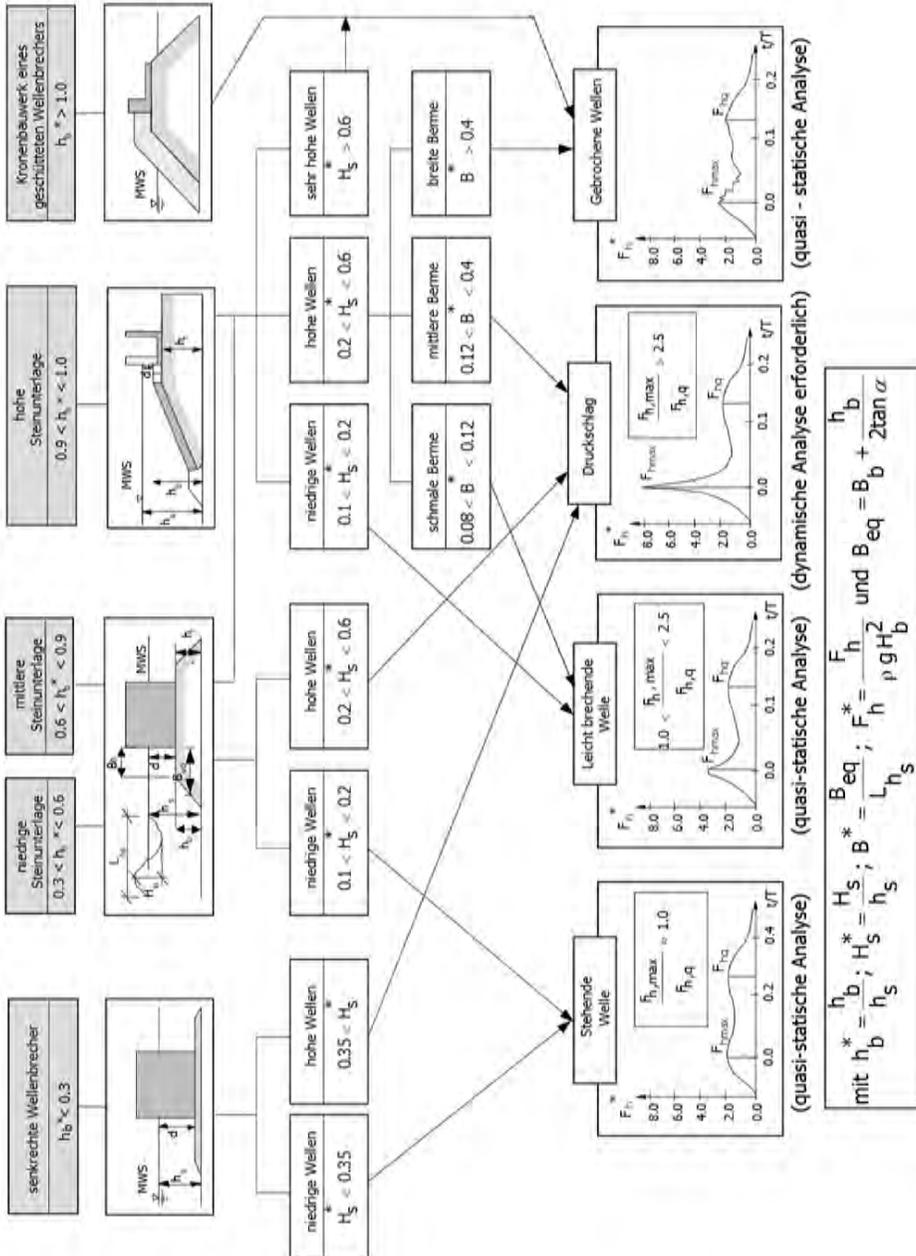


Abb. A 4.3.3. Klassifizierung der Lasträlle nach OUMERACI et al. (2001a)

Zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit der brechenden, druckschlagverursachenden Wellen ist eine Näherungsmethode als Ergänzung des Verfahrens in Abb. A 4.3.3 entwickelt worden (OUMERACI et al., 2001a), die in Tafel A 4.3.1 dargestellt ist. Bei geringeren Eintrittswahrscheinlichkeiten als 1 % kann angenommen werden, dass die Druckschlagbelastung unbedeutend ist und mit dem Lastfall „leichtbrechende Wellen“ (pulsierende Belastung) gerechnet werden kann.

#### b) Lastfälle ohne Druckschlag

Für die Berechnung der landwärts gerichteten Wellendruckbelastung und der entsprechenden Auftriebsbelastung von Wellenbrechern bei nichtbrechenden Wellen (Lastfall 1), leichtbrechenden Wellen (Lastfall 2) und gebrochenen Wellen (Lastfall 4) kann das international bewährte Verfahren von GODA (2000) verwendet werden. Das Verfahren ist in Tafel A 4.3.2 zusammenfassend dargestellt. Entgegen der ursprünglichen Auffassung von GODA, der damit alle vier Lastfälle in Abb. A 4.3.3 zu beschreiben versucht, gilt das Verfahren jedoch nicht bei Druckschlagbelastung (Lastfall 3). Die berechneten Belastungen nach Tafel A 4.3.2 sind als statisch äquivalente Belastungen anzusehen und somit direkt für die statischen Standsicherheitsnachweise anzusetzen. Zusätzlich sind folgende Hinweise und Anmerkungen für den Anwender von Bedeutung:

Das Verfahren von GODA wurde auf der Grundlage umfangreicher Modellversuche und theoretischer Betrachtungen entwickelt und anhand von Naturbeobachtungen zum Stabilitätsverhalten von 34 Caisson-Wellenbrechern in Japan überprüft und angepasst. Dabei wurden 21 Bauwerke als nicht standsicher eingestuft. Außerdem wurde das Verfahren durch Experimente in mehreren europäischen Laboratorien überprüft (OUMERACI et al., 2001a). Als Ergebnis wurden folgende Unsicherheiten, die in Form von relativen Standardabweichungen ausgedrückt wurden, für die GODA-Formel ermittelt:

- (i) Horizontale Druckkraft  $F_h$  und entsprechendes Kippmoment  $M_{F_h}$  um die hintere Bauwerkskante :  $\sigma'_{F_h} = 20 \%$  und  $\sigma'_{M_{F_h}} = 40 \%$
- (ii) Auftriebskraft  $F_u$  und entsprechendes Kippmoment  $M_{F_u}$  um die hintere Bauwerkskante:  $\sigma'_{F_u} = 20 \%$  und  $\sigma'_{M_{F_u}} = 40 \%$ .

Für die Lage des Bauwerkes seewärts der Brandungszone entspricht die maximale Wellenhöhe  $H_{\max}$  der Wellenhöhe  $H_{1/250}$ , d. h. dem Mittelwert der 250 höchsten Wellen in der Aufzeichnung. Dies ist jedoch lediglich als Empfehlung zu erachten.

- (iii) Um gebrochene Wellen vor dem Bauwerk zu berücksichtigen, schlägt GODA (2000) vor, die Bemessungswelle in einem Abstand  $5H_s$  seewärts des Bermenfußes zu definieren. Da das Verfahren von GODA für Wellenbrecher entwickelt wurde (d. h. Bauwerke, die „nicht trocken fallen“), bestehen noch große Unsicherheiten für den Lastfall „gebrochene Wellen“ auf Schutzmauern, die landwärts der Uferlinie stehen. In diesem Fall sowie im Falle einer Ufermauer seewärts der Uferlinie wird empfohlen, die Belastung nach den Verfahren in Tafel A 4.3.4 zu berechnen, die auf der sicheren Seite liegen.

Tafel A 4.3.1: Eintrittswahrscheinlichkeit der Druckschlagbelastung (Ergänzung zu Abb. A 4.3.3)

**Brecherhöhe  $H_{bc}$  vor dem Bauwerk (Brecherkriterium)**

$$H_{bc} = L_{pi} \cdot \left[ 0,1025 + 0,0217 \cdot \left( \frac{1 - K_r}{1 + K_r} \right) \right] \cdot \tanh \left( 2\pi k_b \cdot \frac{h_s}{L_{pi}} \right)$$

$L_{pi}$  = Wellenlänge bei Wassertiefe  $h_s$  und für Peakperiode  $T_p$  [m]:

$$L_{pi} = L_o \cdot \left[ \tanh \left( 2\pi \cdot \frac{h_s}{L_o} \right)^{3/4} \right]^{2/3} \quad \text{und} \quad L_o = \frac{g \cdot T_p^2}{2\pi}$$

$K_r$  = Reflexionskoeffizient mit  $K_r = 0,50 \div 0,70$  für zusammengesetzte Wellenbrecher mit hoher Steinunterlage und  $K_r = 0,70 \div 0,95$  für senkrechte Wellenbrecher mit niedriger Steinunterlage.

$k_b$  = empirischer Korrekturfaktor:

$$k_b = 0,0076 \left( \frac{B_{eq}}{d} \right)^2 - 0,1402 \left( \frac{B_{eq}}{d} \right) + 1$$

mit der äquivalenten Bermenbreite

$$B_{eq} = B_b + \frac{h_b}{2 \tan \alpha}$$

$\tan \alpha$  ist die Neigung der seewärtigen Bermenböschung,  $B_b$  und  $h_b$  sind jeweils die Bermenbreite und -höhe, und  $d$  ist die Wassertiefe direkt an der senkrechten Wand.

**Eintrittswahrscheinlichkeit der Druckschläge**

Prozentsatz der brechenden und gebrochenen Wellen

$$P_b (\%) = \exp \left[ -2 \left( \frac{H_{bc}}{H_{si}} \right)^2 \right] \cdot 100 \%$$

mit  $H_{si}$  = signifikante Höhe der einlaufenden Welle [m]

Kritische Wellenhöhe, die den Übergang zwischen gebrochenen Wellen und druckschlagverursachenden brechenden Wellen kennzeichnet:

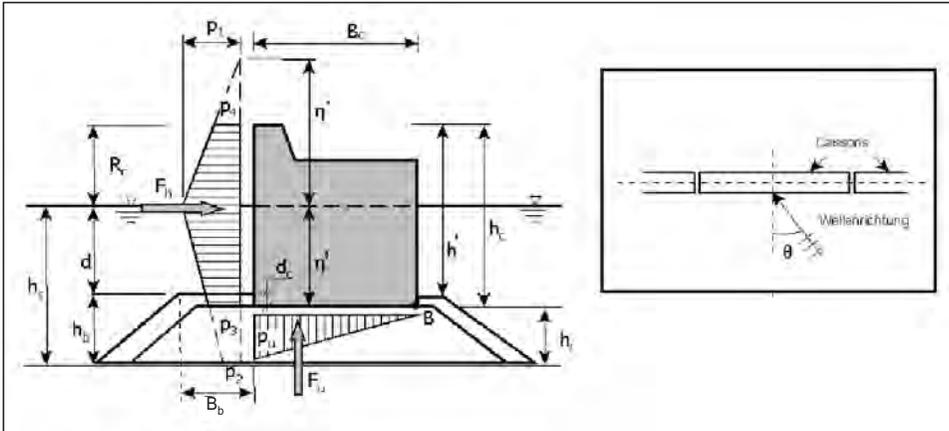
$$H_{bs} = 0,1242 \cdot L_{pi} \cdot \tanh \left( 2\pi \cdot \frac{h_s}{L_{pi}} \right)$$

Prozentsatz der Druckschläge

$$P_i (\%) = \exp \left[ -2 \left( \frac{H_{bc}}{H_{si}} \right)^2 \right] - \exp \left[ -2 \left( \frac{H_{bs}}{H_{si}} \right)^2 \right] \cdot 100 \%$$

Für sehr niedrige Wahrscheinlichkeiten  $P_i (\leq 1 \%)$  braucht keine Druckschlagbelastung berücksichtigt zu werden.

Tafel A 4.3.2: Verfahren von GODA für die Druckbelastung nichtbrechender, brechender und gebrochener Wellen (ohne Druckschlag)



**Bemessungswellenhöhe**

$$\eta^* = 0,75 \cdot (1 + \cos \theta) \cdot H_D$$

$H_D$  = Bemessungswellenhöhe. Sie entspricht der höchsten Welle des Bemessungsseegangs vor dem Bauwerk [m]:

für Bauwerke seawärts der Brandungszone:  $H_D = H_{max} = 1,8 H_s$  (aus der Rayleigh-Verteilung)

für Bauwerke in der Brandungszone:  $H_D = H_{max}$  als Brecherhöhe in einem Abstand  $5 \cdot H_s$  vor dem Bermenfuß

$H_s$  = signifikante Wellenhöhe [m] und

$\theta$  = Wellenangriffswinkel bezogen auf die Normale zur Küstenlinie. Der Wellenangriffswinkel  $\theta$  sollte um bis zu  $15^\circ$  senkrechter angesetzt werden, um Unsicherheiten in der Bestimmung auszugleichen (siehe Definitionsskizze)

**Horizontale Wellenbelastung**

Wellendruck [kPa] und Horizontalkraft [kN/m] auf die senkrechte Frontwand

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \theta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2 \theta) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi \cdot h_s / L)}$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1 (1 - R_c / \eta^*) & \text{für } \eta^* > R_c \\ 0 & \text{für } \eta^* \leq R_c \end{cases}$$

Tafel A 4.3.2: Verfahren von GODA für die Druckbelastung nichtbrechender, brechender und gebrochener Wellen (ohne Druckschlag) (Fortsetzung)

mit:

$$F_h = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_3) h' + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) R_C^*$$

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left( \frac{4\pi \cdot h_s/L}{\sinh(4\pi \cdot h_s/L)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left( \frac{h_D - d}{3h_D} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2; \frac{2d}{H_D} \right)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h_s} \left( 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi \cdot h_s/L)} \right)$$

$$R_C^* = \min \{ \eta^*; R_C \}$$

$h_D$  = Wassertiefe an der Stelle, wo die Bemessungswelle  $H_D$  definiert ist [m]

$L$  = Wellenlänge [m] bezogen auf signifikante Wellenperiode  $T_{1/3} \approx 1,2 T_m$  (mit  $T_m$  = mittlere Wellenperiode)

$\rho_w$  = Dichte des Seewassers [t/m<sup>3</sup>]

$g$  = Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]

### Auftriebsbelastung

Der Auftriebsdruck [kPa] und die Auftriebskraft [kN/m] infolge Wellen lassen sich er rechnen durch:

$$p_u = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos \theta) \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_D$$

$$F_u = \frac{1}{2} p_u \cdot B_c$$

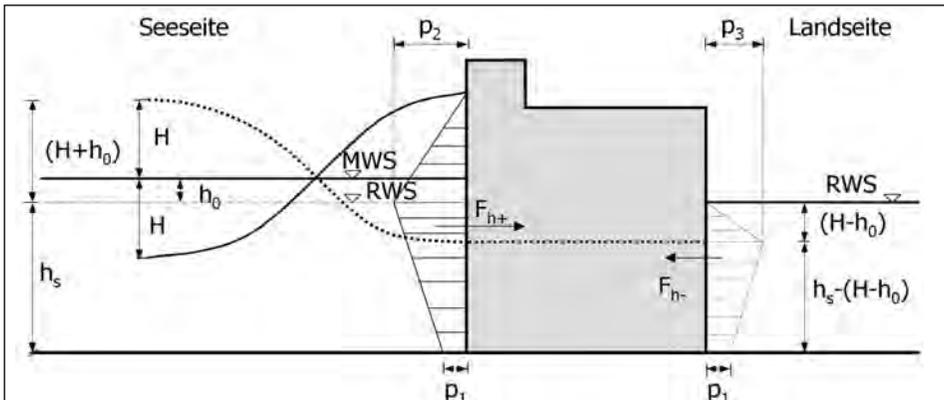
### Drehmoment um die Caisson-Hinterkante

Durch die Horizontalkraft  $F_h$  und die Auftriebskraft  $F_u$  entstehen folgende Drehmo mente [kNm/m] an der Caisson-Hinterkante B:

$$M_{F_h} = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) h' R_C + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) R_C^2$$

$$M_{F_u} = \frac{2}{3} \cdot F_u \cdot B_C$$

Tafel A 4.3.3: Druckbelastung durch stehende Wellen (Verfahren nach SAINFLOU und Hinweise auf das Verfahren von MICHE-RUNDGREN)



Die auf der rechten Seite (Landseite) des Bauwerks angetragene Druckverteilung sowie die zugehörige Kraft  $F_{h-}$  entsteht auf der linken Seite (Seeseite) beim Auftreten eines Wellentals

$$p_1 = \frac{\rho \cdot g \cdot H}{\cosh\left(\frac{2\pi \cdot h_s}{L}\right)}; p_2 = (p_1 + \rho \cdot g \cdot h_s) \cdot \left(\frac{H + h_0}{h_s + H + h_0}\right); p_3 = \rho \cdot g \cdot (H - h_0)$$

mit:

$H$  = Höhe der einlaufenden Welle. In der Regel wird  $H_{Bem} = H_{1/250}$  als Bemessungswelle empfohlen (GODA, 2000).

$L$  = Wellenlänge in der Wassertiefe  $h_s$

$h_0$  = mittlere Wasserspiegelerhebung bei Wellenbewegung nach SAINFLOU:

$$h_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cdot \coth\left(\frac{2\pi \cdot h_s}{L}\right)$$

Horizontalkraft landwärts [kN/m]:

$$F_{h+} = \frac{1}{2} \cdot [p_2 \cdot (H + h_0) + (p_2 + p_1) \cdot h_s]$$

Horizontalkraft seewärts [kN/m]:

$$F_{h-} = \frac{1}{2} \cdot [p_3 \cdot (H - h_0) + (p_3 + p_1) \cdot (h_s - H + h_0)]$$

Anmerkungen:

- (i) Das Verfahren von SAINFLOU setzt einen Reflexionskoeffizienten von  $K_r = 1,0$  voraus. Bei  $K_r < 1,0$  schlägt SPM (1984) eine Reduktion der Bemessungswellenhöhe nach MICHE-RUNDGREN:

$$H_{Bem} = \frac{(1 + K_r) \cdot H}{2}$$

vor, wobei jedoch Reflexionskoeffizienten unterhalb von  $K_r = 0,9$  nicht empfohlen werden. Das MICHE-RUNDGREN-Verfahren, das in der Regel kleinere Druckkräfte als das SAINFLOU-Verfahren liefert, ist ausführlich in SPM (1984) beschrieben. Außerdem findet man darin ein Verfahren zur Reduzierung der Druckbelastung beim Wellenüberlauf.

- (ii) In der Regel liefert das Verfahren von SAINFLOU Druckkräfte, die auf der sicheren Seite liegen. Bei relativen Wellenhöhen mit  $H_s/h_s < 0,6$  muss jedoch die seewärtig gerichtete Kraft  $F_{h-}$  nach SAINFLOU mit dem Faktor 1,3 multipliziert werden (OUMERACI et al., 2001a).

Tafel A 4.3.4: Modifiziertes SPM-Verfahren für den Lastfall „gebrochene Wellen“

Für Ufer- und Schutzmauern, die bei hohen Sturmflutwasserständen lediglich durch gebrochene Wellen erreicht werden, wird bis heute noch die Seegangsbelastung durch das Näherungsverfahren von Shore Protection Manual (SPM, 1884) berechnet, das Wellenkräfte liefert, die sehr stark auf der sicheren Seite liegen. Um diese Kräfte auf ein sinnvollerer Maß zu reduzieren, kann eine Korrektur des SPM-Verfahrens auf der Grundlage der Untersuchungen von CAMFIELD (1991) vorgenommen werden, die sich von der Aktualisierung des SPM-Verfahrens nach CEM (2001) etwas unterscheidet. Dabei werden folgende Annahmen getroffen (s. Definitionsskizze):

- Die Schwallhöhe  $h_b$  am Brechpunkt entspricht 78 % der Brecherhöhe  $H_b$  ( $h_b = 0,78 H_b$ ) und nimmt bis zur Uferlinie linear ab. An der Uferlinie beträgt sie für Strandneigungen  $\tan \alpha = 0,01$  bis  $0,1^{(*)}$  nur noch:

$$h_{RWS} = 0,2 H_b$$

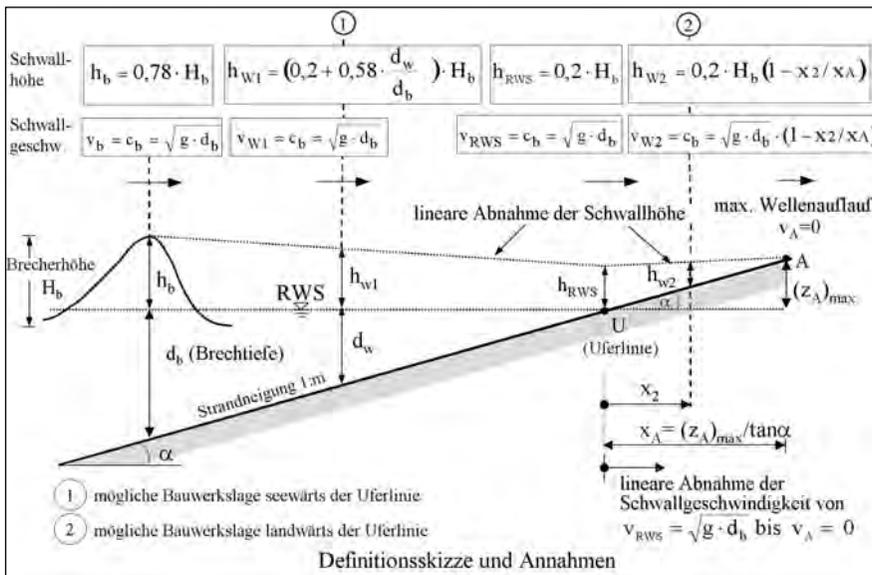
Beim Auflaufen auf der Böschung nimmt dann diese Schwallhöhe linear ab, bis sie am Punkt A des maximalen Wellenauflaufes ( $z_A = z_{Amax}$ ) zu Null wird. Damit kann die Schwallhöhe an jedem Punkt (d. h. für jede beliebige Lage des Bauwerkes) zwischen der Brecherlinie und des Scheitels A des maximalen Wellenauflaufes aus geometrischen Betrachtungen ermittelt werden.

- Die Schwallgeschwindigkeit am Brechpunkt  $v_b$  entspricht der Wellenschnelligkeit  $C_b$  an der Brechtiefe  $d_b$  und bleibt bis zur Uferlinie ( $v_b = v_{RWS}$ ) unverändert:

$$v_b = v_{RWS} = c_b = \sqrt{g \cdot d_b}$$

Die Brechtiefe  $d_b$  ist nach Abschn. 3.4.4 zu ermitteln.

Erst nach der Uferlinie, d. h. beim Auflaufen auf der Böschung, nimmt die Schwallgeschwindigkeit linear ab, bis sie am Punkt des maximalen Wellenauflaufes zu Null wird. Somit kann die Schwallgeschwindigkeit an jedem Punkt (d. h. für jede beliebige Lage des Bauwerks!) aus geometrischen Betrachtungen bestimmt werden.

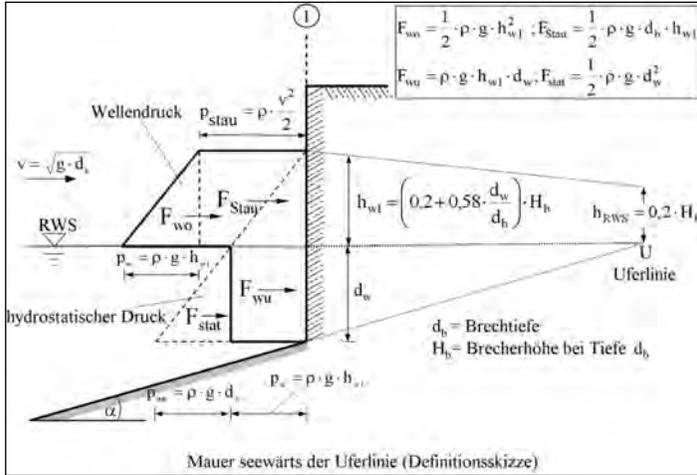


(\*) Laborexperimente am Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts zeigen für steilere Böschungsneigungen ( $m = 3$ ), dass die Schwallhöhe an der Uferlinie maximal  $h_{RWS} = 0,25 H_b$  beträgt.

Fortsetzung Tafel A 4.3.4

Bei der Berechnung der Wellenbelastung werden grundsätzlich zwei Fälle unterschieden: Mauer seawärts der Uferlinie (1) und Mauer landwärts der Uferlinie (2)

(a) Mauer seawärts der Uferlinie



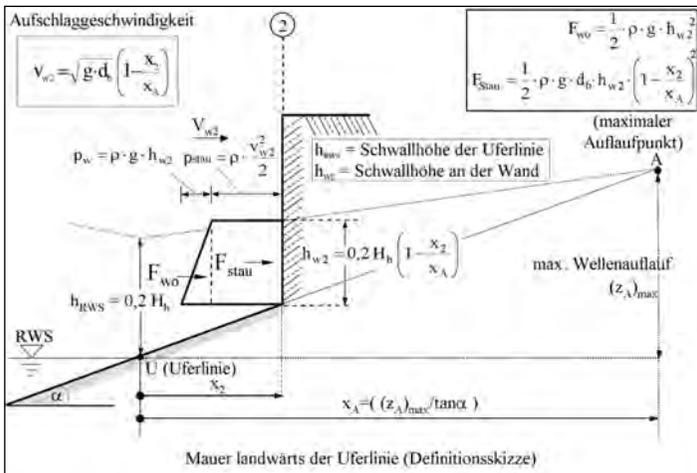
Die gesamte horizontale Wellendruckkraft pro laufenden Meter Wand [N/m] beträgt (s. Definitionsskizze):

$$F_w = F_{wo} + F_{wu} + F_{stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w1}^2 + \rho \cdot g \cdot h_{w1} \cdot d_w + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w1}$$

Hinzu kommt noch die statische Druckkraft aus der Wassertiefe  $d_w$  (beim RWS) unmittelbar an der Wand:

$$F_{stat} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_w^2$$

(b) Mauer landwärts der Uferlinie



Die gesamte horizontale Wellendruckkraft pro laufenden Meter Wand [N/m] beträgt (s. Definitionsskizze):

$$F_w = F_{wo} + F_{stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w2}^2 + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{x_A}\right)^2$$

Besonders bei großen relativen Wassertiefen  $h_s/L > 0,25$  und nichtbrechenden Wellen (Lastfall 1) können seewärts gerichtete Wellendruckkräfte  $F_{h-}$  (Wellental an der Bauwerksfront) auftreten, die größer als die landwärts gerichteten Druckkräfte  $F_h$  (Wellenberg an der Bauwerksfront) sein können. Für eine erste Abschätzung der seewärts gerichteten Kraft  $F_{h-}$  kann das einfache Verfahren von SAINFLOU herangezogen werden (Tafel A 4.3.3). Experimentelle Ergebnisse (OUMERACI et al., 2001a) haben jedoch gezeigt, dass bei  $h_s/L > 0,25$  und  $H_s/h_s < 0,6$  eine Erhöhung um ca. 30 % der nach SAINFLOU berechneten seewärts gerichteten Kraft  $F_{h-}$  erforderlich ist (Multiplikationsfaktor von 1,3).

c) Lastfälle mit Druckschlagbelastung

Im Gegensatz zur quasi-statischen Wellendruckbelastung durch nichtbrechende und leichtbrechende Wellen ist die Druckschlagbelastung durch eine viel kürzere Wirkdauer  $t_d$  (i.d.R. viel kürzer als die Eigenperiode  $T_N$  des Bauwerkes) und viel höhere lokale Drücke (bis zu  $p = 50 \rho_w \cdot g H_b$  mit  $H_b =$  Brecherhöhe) und größere Gesamtkräfte (bis  $F_h = 15 \rho_w \cdot g H_b^2$ ) charakterisiert (Abb. A 4.3.4).

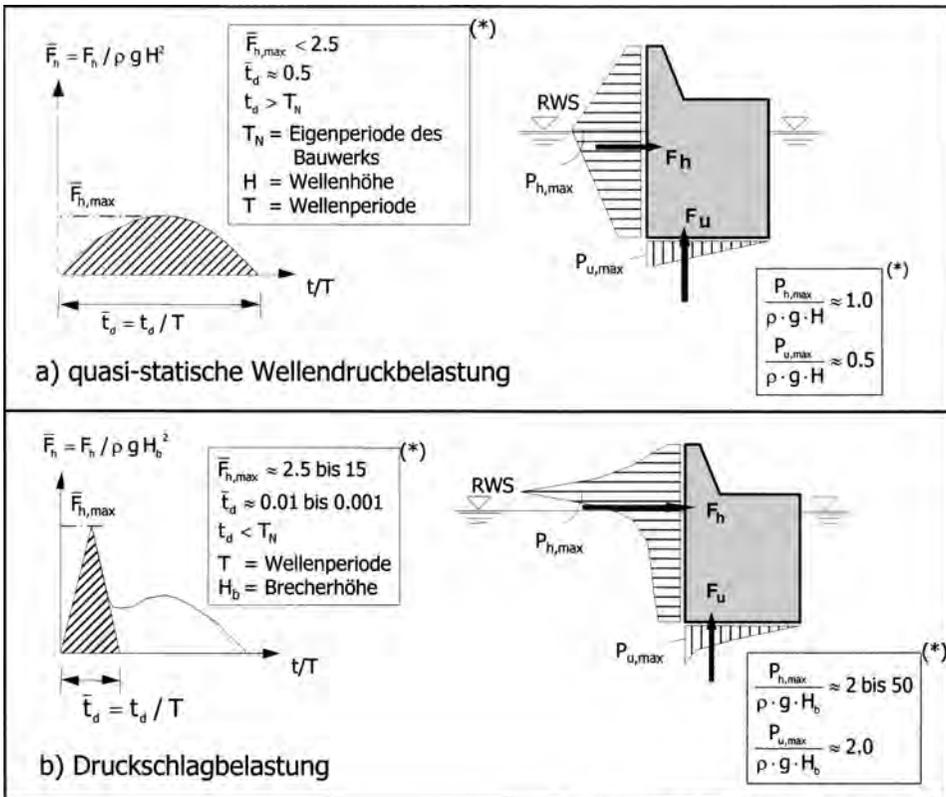


Abb. A 4.3.4: Unterschied zwischen quasi-statischer und Druckschlagbelastung

Trotz der extrem kurzen Wirkdauer ist die Druckschlagbelastung nicht nur für die Stabilität von kleinen Bauteilen ( $T_N \approx \tau_d$ ) innerhalb des Gesamtbauwerkes von Bedeutung, sondern auch für die Standsicherheit des Wellenbrecher-Caissons (z. B. Gleitsicherheit). Durch die Übertragung der oszillierenden Bewegungen des Bauwerkes auf die Gründung sowie durch geringe verbleibende Verschiebungen, die sich infolge wiederholter Druckschläge aufsummieren, kann es auch zum Gesamtversagen des Bauwerkes nach dem Sturm kommen (Abb. A 4.3.5).

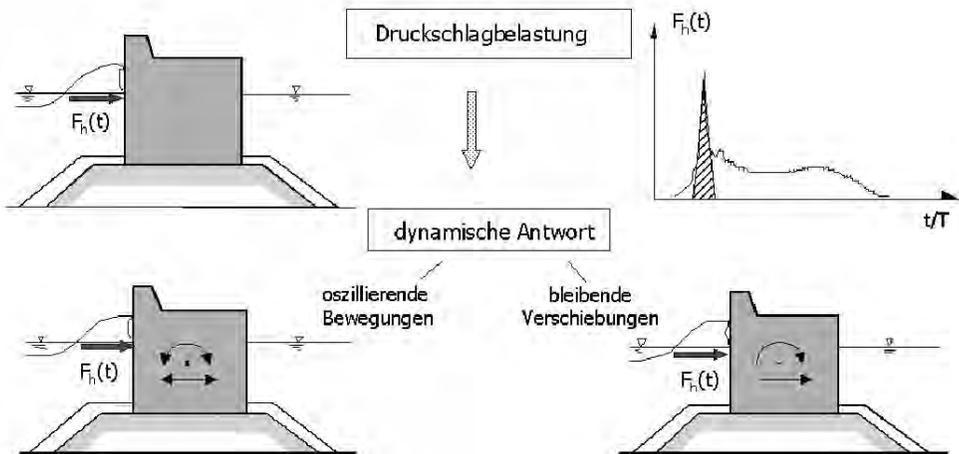


Abb. A 4.3.5: Einfluss der Druckschlagbelastung auf das Gesamtbauwerk

Es ist von einem Einsatz senkrechter Wellenbrecher überall dort abzuraten, wo ein häufiges Auftreten von Druckschlägen zu erwarten ist. Als Alternative bieten sich neuartige innovative monolithische Bauwerke mit hoher Schüttsteinunterlage und flacher Bermenböschung (OUMERACI, 2002) an. Eine übliche, jedoch sehr kostspielige Praxis für den nachträglichen Schutz eines senkrechten Wellenbrechers gegen Druckschläge ist der Bau einer Dämpfungsschicht aus Betonformsteinen (TAKAHASHI, 1996; GODA, 2000).

Dort wo Druckschläge häufig auftreten, ist das Bauwerk auf Druckschlagbelastung zu bemessen. Für die Berechnung der Druckschlagbelastung liegen zwei Näherungsverfahren vor:

*Das Verfahren von TAKAHASHI (1996):* Es ist eine rein empirische Erweiterung des Verfahrens von GODA in Tafel A 4.3.2. Diese Erweiterung besteht darin, dass ein neuer  $\alpha$ -Koeffizient für die Druckordinate  $p_1$  am Ruhewasserspiegel eingeführt wird, der die Druckschlagbelastung berücksichtigt. Da das Verfahren relativ aufwendig ist, sei auf Details bei TAKAHASHI (1996) bzw. bei OUMERACI (2002) verwiesen.

*Das PROVERBS-Verfahren (OUMERACI et al., 2001a):* Es ist eine physikalisch begründete Methode, die auf der Grundlage von Modellversuchen und theoretischen Untersuchungen entwickelt wurde. Sie ermöglicht, sowohl für die horizontale als auch für die Auftriebsbelastung die gesamte Kraft-Zeit-Funktion sowie die Druckverteilung als statistische Größen zu berechnen. Daraus, sowie aus den dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes (Eigenperiode  $T_N$ ), wird ein dynamischer Lastfaktor ermittelt, der es ermöglicht, die dynamische Kraft in eine statisch äquivalente Kraft zu überführen (siehe OUMERACI et al., 2001). Da das

Verfahren deutlich aufwendiger als das Verfahren von TAKAHASHI ist, sei auf die ausführliche Beschreibung in OUMERACI (2002) verwiesen. Hierin sind auch Näherungsverfahren zur Berechnung der hydrodynamischen und geodynamischen Massen, der Steifigkeitsparameter sowie der Eigenperiode des Systems Bauwerk-Gründung angegeben.

Da die Unsicherheiten, die mit jeder Berechnung von Druckschlagbelastungen verbunden sind, noch immer sehr groß sind, sollte bei der Detailplanung von anspruchsvollen Projekten unbedingt auf Modellexperimente zurückgegriffen werden. Für die Durchführung von derartigen experimentellen Untersuchungen kann das PROVERBS-Verfahren, zusammen mit den Ausführungen über die Maßstabeffekte in OUMERACI et al. (2001a), als nützlicher Wegweiser herangezogen werden.

Wegen der o.g. kumulativen Effekte durch wiederholte Druckschläge stellt neben Höhe und Wirkdauer von Druckschlägen auch deren Eintrittshäufigkeit eine entscheidende Größe für die Standsicherheit senkrechter Wellenbrecher dar. Deshalb müssen die Maßnahmen zur Reduzierung der Druckschläge auch darauf abzielen, deren Eintrittshäufigkeit auf ein zulässiges Maß (möglichst unter 1 %) zu reduzieren. Da bei schrägem Wellenangriff ( $\theta > 20^\circ$ ) sowohl die Höhe und die Häufigkeit von Druckschlägen gegenüber normal anlaufenden Wellen geringer ist, empfiehlt es sich, druckschlaggefährdete Wellenbrecher möglichst schräg zu den Tiefenlinien auszurichten. Weitere Maßnahmen bestehen in einer entsprechenden Gestaltung der Geometrie und Durchlässigkeit der Frontwand, die die Wirkung der Druckschläge reduzieren. Da die druckschlagzeugenden Brecher lediglich auf einer begrenzten Strecke entlang des Wellenbrechers wirksam sind (3D-Effekt), stellen längere als bislang übliche Caisson-Einheiten eine weitere Alternative zur Erhöhung der Standsicherheit druckschlaggefährdeter Bauwerke dar (OUMERACI, 2002).

#### 4.3.2.4 Wellenbelastung senkrechter Schutzwerke mit durchlässiger Front

Senkrechte Strandmauern und Wellenbrecher mit undurchlässiger Front haben den Nachteil, dass sie einen starken Reflexionskoeffizienten aufweisen und mit höheren Belastungen und Wellenüberlaufniveaus als geböschten Bauweisen ausgesetzt sind. Zur Überwindung dieser und weiterer Nachteile gibt es eine Vielzahl von speziellen Konstruktionen mit durchlässiger Front.

##### a) Durchlässige Wände ohne Wellenkammer

Perforierte bzw. Schlitzwände ohne dahinterliegende Wellenkammer sind als sanftere seegangsdämpfende Schutzwerke überall dort geeignet, wo eine gewisse Wellenunruhe zugelassen werden kann und ein ausreichender Wasseraustausch zwischen offener See und dem Schutzbereich hinter dem Bauwerk gewährleistet werden soll. Entsprechende Funktionskurven, wie in Abb. A 4.3.6 für eine Wand mit homogener Porosität über die gesamte Höhe dargestellt, ermöglichen je nach lokalen Seegangsbedingungen (einlaufende Wellenhöhe  $H_{si}$  und Wassertiefe  $h$ ) und Schutzkriterien (Transmissionskoeffizient  $K_t$  und Reflexionskoeffizient  $K_r$ ), die geeignete Wandporosität  $P$  (15–40 %) festzulegen. Die Wandporosität  $P$  ist in dem Reflexionsparameter

$$RP = \left[ \left( \frac{H_{si}}{h} \right)^{0,65} / P^{0,95} \right]$$

enthalten, der eine Art „dynamische Durchlässigkeit“ darstellt.

Für die Berechnung der Wellenbelastung kann näherungsweise das Verfahren von GODA in Tafel A 4.3.2 herangezogen werden, wobei jedoch als Bemessungswelle statt  $(H_D)_{GODA}$  besser

$$(H_D)_{Schl} = \frac{1 + K_r}{2} (H_D)_{Goda}$$

angesetzt werden sollte. Ein genaueres, physikalisch begründeteres, jedoch viel aufwendigeres Verfahren wurde in BERGMANN (2001) entwickelt. Hier, sowie in KOETHER (2002) sind weitere Alternativen für durchlässige senkrechte Schutzwände einschließlich deren Funktionskurven und Belastungen beschrieben.

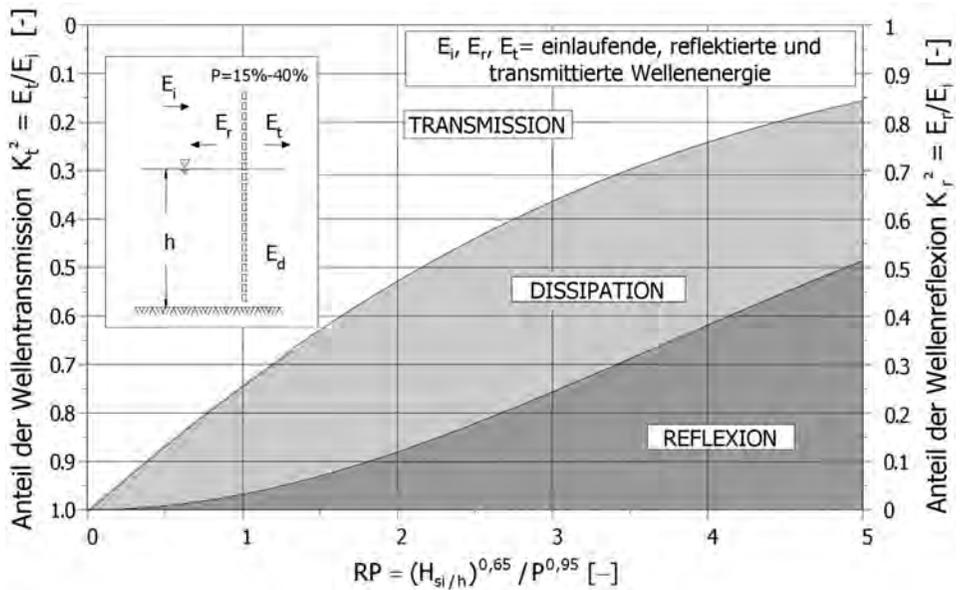


Abb. A 4.3.6: Funktionskurven einer einfachen vertikalen durchlässigen Wand (ohne Wellenkammer)

b) Durchlässige Wände mit Wellenkammer(n)

Senkrechte durchlässige Wände (Porosität  $P = 15-30\%$ ) mit versetzter undurchlässiger Rückwand im Abstand  $B/L = 0,1 : 0,25$  (mit  $L =$  lokale Wellenlänge), die eine Wellenkammer bilden, werden oft als „Jarlan-Caissonbauwerke“ bezeichnet. Sie wurden früher vorwiegend im Hafenausbau eingesetzt. Seit einigen Jahren gewinnen sie zunehmend als Ufer- und Strandmauern an Bedeutung. Die Gründe hierfür sind vielfältig: Erhebliche Reduzierung der Wellenreflexion und deren verheerende Auswirkungen auf den Vorstrand, Reduzierung des Wellenauflaufes (und somit des Überlaufes und der erforderlichen Bauwerkshöhe) sowie auch die Flexibilität der Caissonbauweise hinsichtlich der Größe und Formgestaltung. Deshalb werden derartige Ufer- und Strandmauern in Caissonbauweise mit Wellenkammern zunehmend mit Promenaden und anderen Anlagen für Mehrzwecknutzung versehen (OUMERACI, 2002). Als Ufer- und Strandmauer reduzieren sich die Funktionskurven derartiger Schutzwerke auf die Wellenreflexion (da  $K_t = 0$ ).

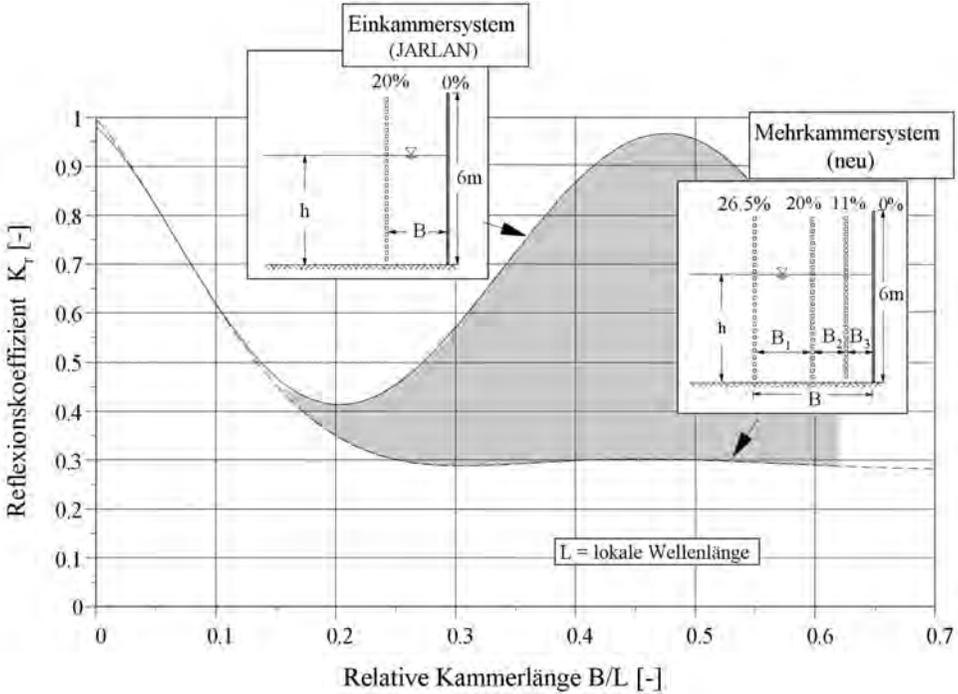


Abb. A 4.3.7: Funktionskurven eines vertikalen Bauwerks mit einer Wellenkammer (EKS) und für ein Mehrkammersystem (MKS)

In Abb. A 4.3.7 sind im Vergleich zu Abb. A 4.3.6 die Funktionskurven für ein klassisches Jarlan-Bauwerk mit einer Wellenkammer (EKS) und ein Mehrkammersystem (MKS) dargestellt. Die gesamte relative Kammerbreite  $B/L$  stellt den entscheidenden Einflussparameter dar. Die Anzahl der Wellenkammern bestimmt die Bandbreite der maximalen Wirksamkeiten (min.  $K_r$ !) in Abhängigkeit der Periode (bzw. Länge) der einlaufenden Wellen. Beispielsweise ist, unabhängig von der Wellenperiode, ein Dreikammersystem optimal wirksam bei  $B/L \geq 0,25$ . Ein Einkammersystem hingegen ist lediglich für eine schmale Bandbreite der Perioden der einlaufenden Wellen effektiv. Beide Varianten weisen jedoch eine erhebliche Verbesserung im Vergleich zu senkrechten undurchlässigen Wänden auf ( $K_r = 0,9 : 0,98$  bei  $B/L = 0$  in Abb. A 4.3.7). Für die Berechnung der landwärts gerichteten Wellenbelastung auf die perforierte Frontwand kann näherungsweise wie bei einer einzelnen Schlitzwand (ohne Wellenkammer) verfahren werden. Bei der Belastung der anderen Wände und der Gesamtbelastung müssen die Phasenverschiebungen der einzelnen Teillasten in der Berechnung berücksichtigt werden. Dadurch resultieren aufwendigere Berechnungsverfahren, die von BERGMANN (2001) ausführlich beschrieben werden.

c) Schutzmauer mit Dissipationskammer auf hoher Schüttsteinunterlage (HMxCB-Konzept)

Besonders dort, wo hohe Druckschläge häufig auftreten, bieten sich innovative Schutzwerke wie z. B. das sog. HMxCB-Konzept (High Mound Composite Breakwater) als Wellenbrecher bzw. Ufermauer an (Abb. A 4.3.8). Die wichtigsten Merkmale des HMxCB-Konzepts sind insbesondere (i) die hohe Schüttsteinunterlage (s. auch Abb. A 4.3.3) mit einer relativ flachen Böschung (1:3 und flacher), die das Brechen der höheren Wellen im

Sturm bereits weit vor dem Kronenbauwerk bewirkt, sowie (ii) das Kronenbauwerk mit durchlässiger Frontwand ( $P = 30\%$ ) und einer Dissipationskammer, die im Vergleich zu einem Jarlan-Caissonbauwerk eine relativ kleinere Breite  $B/L$  ( $\approx 1/12$ ) aufweist. Betonpfähle, die die Frontwand bilden, und die undurchlässige Rückwand sind mit Wellenabweisern versehen, wodurch der Wellenüberlauf und die Gischhöhe erheblich reduziert werden. Die verschiedenen Aspekte der hydraulischen Wirksamkeit dieses Konzepts sind von OUMERACI u. MUTTRAY (1997) und OUMERACI et al. (1998) beschrieben. Ein zwar aufwendiges, dafür aber praktisches Verfahren für die Berechnung der Belastung wurde von OUMERACI et al. (2000) vorgeschlagen.

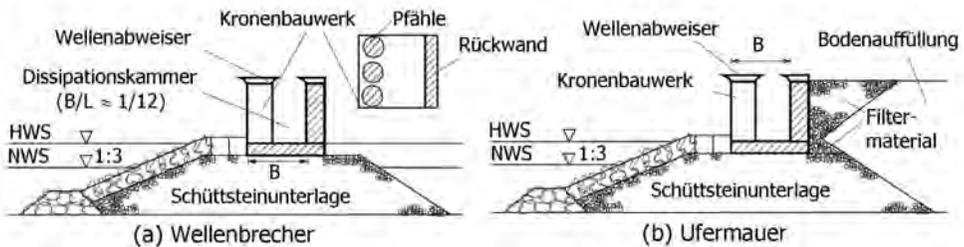


Abb. A 4.3.8: HMCB-Konzept mit Dissipationskammer als Wellenbrecher bzw. Ufermauer

#### 4.3.2.5 Allgemeine Hinweise zu anderen Belastungsarten und zugehörigen Standsicherheitsnachweisen

Der Seegang stellt in der Regel die maßgebende Belastung für senkrechte Wellenbrecher und Schutzwände dar. Je nach Bauwerkstyp, Baugrund, Einsatzort, Nutzungszweck, seismischen und klimatischen Bedingungen können jedoch andere Beanspruchungen wie Eislasten (EAU 1996, CHRISTENSEN et al., 1995), Erdbeben (OCADIJ, 1991), Verkehrslasten oder Erddruck durch Hinterfüllung (EAU 1996) ebenfalls für die Auslegung des Bauwerkes von Bedeutung sein.

Im Hinblick auf die Analyse der Standsicherheit sind in der Regel folgende Versagensformen von Bedeutung:

- i Erosion der Deckschicht der Schüttsteinunterlage und Kolkbildung am Böschungsfuß,
- ii Gleiten und Kippen des gesamten monolithischen Betonbauwerkes,
- iii Rissbildung und Bruchversagen von einzelnen Komponenten des Betonbauwerkes einschließlich der Einflüsse von Korrosion, Abrasion und Ermüdung durch zyklische Einwirkungen sowie
- iv geotechnische Versagensformen des Baugrundes, die zu den oben erwähnten Versagensformen unter (i) bis (iii) führen können.

Bei Caisson-Bauwerken und ähnlichen senkrechten Schutzwerken, die auf einer Schüttsteinunterlage gegründet sind, müssen die Steine der Deckschicht so groß bemessen werden, dass sie dem normalen und schrägen Wellenangriff widerstehen. Bemessungsverfahren hierfür sind in PIANC (2001) und in OUMERACI (2002) gegeben. Die Standsicherheit der Schüttsteinunterlagen und somit des gesamten Betonbauwerkes kann auch durch Kolkbildung am Böschungsfuß gefährdet werden (Abb. A 4.3.9). Deshalb muss stets große Sorgfalt der Kolk-sicherung vor senkrechten Schutzwerken gewidmet werden.

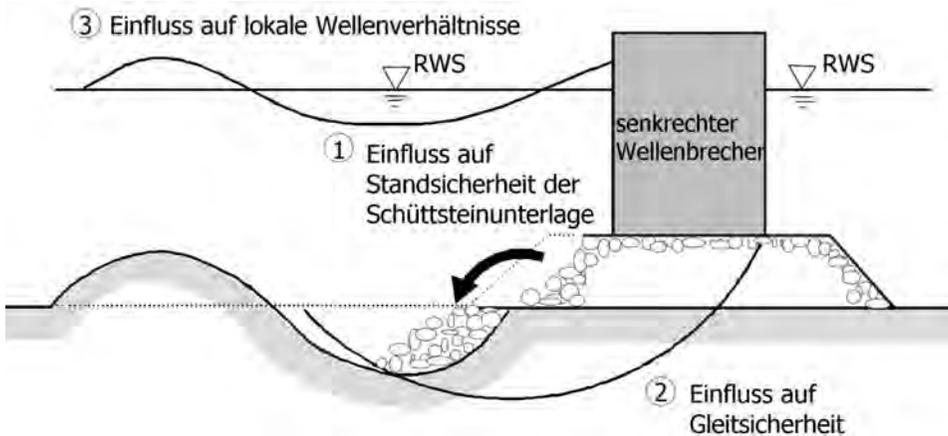


Abb. A 4.3.9: Einfluss der Kolkbildung auf die Standsicherheit der Schüttsteinunterlage und des Betonbauwerkes

Welche der Versagensformen bei den drei letzteren Gruppen (ii) bis (iv) maßgebend sind, hängt wieder sehr stark vom Bauwerkstyp, den lokalen Bedingungen und maßgeblichen Einwirkungen ab. Berechnungsverfahren für die erforderlichen Standsicherheitsnachweise für Wellenbrecher und Schutzwände in Caisson- und Blockbauweise sind teilweise in EAU (1996), PIANC (2001) und OUMERACI et al. (2001a) zu finden.

### 4.3.3 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.3

- BERGMANN, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 147, 1–237, 2001.
- BERGMANN, H. u. OUMERACI, H.: Digue innovante en caisson multi-chambre. *Revue du Génie Civil*, 19 S., 2001 (im Druck).
- CAMFIELD, F. E.: Wave Forces on a Wall. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, New York, Vol. 117 No. 1, 76–79, 1991.
- CEM: Coastal Engineering Manual Part VI. Design of Coastal Projects Elements. US Army Corps of Engineers, Washington, D.C., 2001.
- CHRISTENSEN, F. T.; BRUUN, P. u. SACKINGER, W. M.: Ice Loading and Pile-up against Vertical and Inclined Walls. In ASCE Task Committee: On Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures, ASCE Monograph, New York, 401 p., 1995.
- EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen. 9. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 593 S., 1996.
- GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific Publ. Singapore, 443 p., 2000.
- KOETHER, G.: Hydraulische Wirksamkeit und Wellenbelastung getauchter Einzelfilter und Unterwasser-Filterssysteme für den Küstenschutz. Dissertation an der TU Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (in Vorbereitung), 2002.
- MUTTRAY, M.: Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 148, 1–304, 2001.
- OCADIJ: Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, 438 S., 1991.
- OUMERACI, H.: Funktionelle Hafenplanung unter Berücksichtigung der Schiffsbewegungen infolge Wellenunruhe. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Univ. Hannover, Heft Nr. 66, 232–392, 1988.

- OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N. W. H.; DE GROOT, M. B.; CROUCH, R. S.; VRIJLING, J. K. u. VOORTMAN, H. G.: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Balkema Verlag, 373 S., 2001a.
- OUMERACI, H. u. MUTTRAY, M.: Large-Scale Model Tests on a High-Mound Composite Type Breakwater. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Final Report No. 818, unveröffentlicht, 1997.
- OUMERACI, H.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; KIMURA, K. u. HAYAKAWA, T.: Wave Run-Up and Wave Overtopping on an Innovative High Mound Composite Breakwater, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Final Report No. 831, unveröffentlicht, 1998.
- OUMERACI, H.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; KIMURA, K. u. HAYAKAWA, T.: Wave Loading of a High Mound Composite Breakwater (HMCB) with Splash Reducers. IAHR, Proc. Intern. Conf. Hydrodynamics, ICHD 2000, Balkema, 659–664, 2000.
- OUMERACI, H.: Design and Construction of Caisson Breakwaters. In Agerschou et al.: Planning and Design of Ports and Marine Terminals, Thomas Telford Publ., London, 2002 (im Druck).
- PIANC: Criteria for Movements of Moored Ships in Harbours. Report of WG-PTC II, No. 24, supplement to PIANC – Bulletin No. 88, 35 S., 1995.
- PIANC: Breakwater with Vertical and Inclined Concrete Walls. Final Report PIANC PTCII, WG 28. Permanent Intern. Assoc. Navigation Congress, 2001.
- SPM: Shore Protection Manual. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA, 800 S., 1984.
- TAKAHASHI, S.: Design of Breakwaters. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 99 S., 1996.

## 4.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke

## 4.4.1 Allgemeines

Zur Berechnung der durch Seegang hervorgerufenen Belastung von Pfahlbauwerken werden Überlagerungsverfahren von Kraftanteilen aus der Umströmung und der Beschleunigung angewendet, sofern die Durchmesser  $D$  der Pfähle klein sind im Verhältnis zur Bemessungswellenlänge  $L$ . Als Grenze kann für solche schlanken Strukturen das Verhältnis  $D/L < 0,05$  angenommen werden (CERC, 1984). Die Wellenbelastung von Kreiszyllindern, deren Durchmesser im Verhältnis zur Wellenlänge groß sind, wird nach Verfahren auf der Grundlage der Diffraktionstheorie ermittelt (SARPKAYA u. ISAACSON, 1981).

Weil für die Anwendung im Küstenschutz überwiegend Pfähle mit  $D/L < 0,05$  verwendet werden, soll hier lediglich das übliche Überlagerungsverfahren behandelt werden. Für Sonderfälle bei Pfahlbauwerken werden Hinweise gegeben.

## 4.4.2 Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON u. SCHAAF (MOJS)

Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass die Kraft auf einen umströmten Körper aus den beiden Anteilen

*Strömungskraft und Beschleunigungskraft*

besteht und dass diese Anteile getrennt berechnet und linear überlagert werden können (MORISON et al., 1950).

Für senkrecht stehende Pfähle wird davon ausgegangen, dass in der Pfahlmittelachse die horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit die wirksame Strömung und die horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung die wirksame Beschleunigung sind. Die sogenannte MORISON-Formel lautet für die Linienkraft:

$$f_{\text{ges.}} = f_D + f_M = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D \cdot u \cdot |u| + C_M \cdot \rho_w \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{du}{dt} \quad (4.4.1)$$

$f_{\text{ges.}}$  = Summe aus Strömungskraft und Beschleunigungskraft [kN/m]

$f_D$  = Strömungskraft auf den Pfahl [kN/m]

$f_M$  = Beschleunigungskraft auf den Pfahl [kN/m]

$C_D$  = Strömungswiderstandsbeiwert (Kraftkoeffizient) [-]

$C_M$  = Trägheitswiderstandsbeiwert (Kraftkoeffizient) [-]

$\rho_w$  = Dichte des Wassers [ $t/m^3$ ]

$D$  = Durchmesser des Pfahls [m]

$u$  = horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]

$\frac{du}{dt}$  = horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung [ $m/s^2$ ].

Die Gesamtbelastung auf einen Pfahl wird ermittelt, indem die in verschiedenen Horizonten errechneten Linienkräfte über die Länge des eingetauchten Pfahls integriert werden. Die anteiligen Kräfte sind phasenverschoben. Deshalb ist die Kraftermittlung für unterschiedliche Phasen der Bemessungswelle durchzuführen.

Die Orbitalkinematik der Bemessungswelle ist in Abhängigkeit der örtlichen Verhältnisse nach der maßgebenden Wellentheorie zu berechnen (s. Abschn. 3). In den meisten Fällen können auf der Grundlage der linearen Wellentheorie realistische Belastungsgrößen ermittelt werden. Das Maximum der Beschleunigungskraft ist dann um 90° phasenverschoben gegenüber der Strömungskraft, die ihr Maximum im Wellenberg hat.

Die Wellenkraftberechnung wird stark beeinflusst durch die Festlegung der Kraftkoeffizienten.

#### 4.4.3 Kraftkoeffizienten für das MOJS-Überlagerungsverfahren

##### 4.4.3.1 Kraftkoeffizient $C_D$

Der Kraftkoeffizient  $C_D$  erfasst das reibungsbedingte Verhalten der Flüssigkeit und ist abhängig von der REYNOLDS-Zahl  $Re$ :

$$Re = \frac{u_{\max.} \cdot D}{\nu} \quad (4.4.2)$$

$u_{\max.}$  = maximale horizontale Komponente der Geschwindigkeit [m/s]

$D$  = Durchmesser des Pfahls [m]

$\nu$  = kinematische Zähigkeit [m<sup>2</sup>/s] ( $1,0 \cdot 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s für Wasser bei 20 °C).

Auf der Grundlage von Labor- und Feldmessungen werden für verschiedene Bereiche der REYNOLDS-Zahl nach CERC (1984) folgende  $C_D$ -Werte für Kreiszyylinder empfohlen (Tab. A 4.4.1):

Tab. A 4.4.1: Strömungswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der REYNOLDS-Zahl

$Re$	$C_D$
$Re \leq 2 \cdot 10^5$ (unterkritisch)	1,2
$2 \cdot 10^5 < Re \leq 5 \cdot 10^5$ (kritisch)	1,2 bis 0,7
$Re > 5 \cdot 10^5$ (überkritisch)	0,7

Der Einfluss der Wellenperiode auf den Kraftkoeffizienten  $C_D$  wird durch die KEULEGAN-CARPENTER-Zahl  $KC$  ausgedrückt:

$$KC = \frac{u_{\max.} \cdot T}{D} \quad (4.4.3)$$

$u_{\max.}$  = maximale horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]

$T$  = Periode der Bemessungswelle [s]

$D$  = Durchmesser des Pfahls [m].

Nach BARLTROP et al. (1990) werden für glatte Zylinder in Wellen folgende Werte für  $C_D$  empfohlen (Tab. A 4.4.2):

Tab. A 4.4.2: Strömungswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl

KC	$C_D$
$KC \leq 10$	1,0
$10 < KC < 20$	~ 0,75
$20 < KC < 40$	~ 0,65

Großmaßstäbliche Messungen der Wellenkräfte an einem lotrechten zylindrischen Pfahl (glatte Oberfläche) im Großen Wellenkanal bestätigen die empfohlenen Werte für  $C_D$  (SPARBOOM, 1986).

#### 4.4.3.2 Kraftkoeffizient $C_M$

Bei der instationären Wellenbewegung treten Beschleunigungen und Verzögerungen auf, die am Pfahl eine Widerstandskraft wecken. Der Kraftkoeffizient  $C_M$  gibt an, welche Wassermasse im Verhältnis zur Verdrängungsmasse  $m_o$  des im Wasser befindlichen Körpers beschleunigt werden muss. Es wird definiert:

$$C_M = 1 + \frac{m_a}{m_o} \quad (4.4.4)$$

$m_o$  = durch den Körper verdrängte Wassermasse

$m_a$  = zusätzlich zu beschleunigende Wassermasse („added mass“).

Der aus der Potentialtheorie hergeleitete Wert für  $C_M$  beträgt für einen Kreiszyylinder in reibungsfreier Strömung  $C_M = 2,0$ . Der reale Wert für  $C_M$  ist für senkrechte Pfähle unter Wellenbelastung immer kleiner.

In Abhängigkeit der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl werden für glatte Zylinder in Wellen nach BARLTROP et al. (1990) folgende Werte für  $C_M$  empfohlen (Tab. A 4.4.3):

Tab. A 4.4.3: Trägheitswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl

KC	$C_M$
$0 < KC \leq 10$	2,0 bis 1,8
$10 < KC < 40$	1,8

Großmaßstäbliche Messungen der Wellenkräfte an einem lotrechten zylindrischen Pfahl (glatte Oberfläche) im Großen Wellenkanal bestätigen die empfohlenen Werte für  $C_M$  (SPARBOOM, 1986).

#### 4.4.3.3 Einfluss der Oberflächenrauheit

Die Rauheit der Pfahloberfläche (z. B. Rost, Bewuchs) hat einen erheblichen Einfluss auf die Wellenkräfte und somit auf die Kraftkoeffizienten  $C_D$  und  $C_M$  (SARPKAYA u. ISAACSON, 1981). Bei Pfählen in Wellen bewirkt die Rauheit im allgemeinen eine Zunahme von  $C_D$  und

eine Abnahme von  $C_M$ . Die relative Rauheit eines zylindrischen Pfahls wird definiert als Verhältnis  $k/D$  mit  $k$  als mittlerer Höhe bzw. Dicke der Oberflächenrauheit und  $D$  als Durchmesser des Pfahls. Das Verhältnis  $k/D$  variiert ungefähr von  $10^{-5}$  bis  $10^{-1}$ .

Auf der Basis verschiedener Naturmessungen an Zylindern wird nach BARLTROP et al. (1990), z. B. für den Bereich  $10 < KC < 40$  empfohlen, die Kraftkoeffizienten in Abhängigkeit der relativen Rauheit gemäß Tab. A 4.4.4 zu verändern:

Tab. A 4.4.4: Veränderung der MOJS-Kraftkoeffizienten für verschiedene relative Rauheiten

Relative Rauheit	Vergrößerung $C_D$	Abminderung $C_M$
$k/D < 1/10\,000$ (glatt)	–	–
$k/D < 1/500$	+25 %	–20 %
$k/D < 1/20$	+50 %	–40 %

#### 4.4.4 Sonderfälle bei Pfahlbauwerken

##### 4.4.4.1 Überlagerte Strömungen

Den Orbitalgeschwindigkeiten der Wellen überlagerte Strömungen (z. B. Tide – und/oder Driftströmungen) verändern die Kraftkoeffizienten  $C_D$  und  $C_M$  der MORISON-Formel. Die Strömungskraft kann erheblich anwachsen, weil eine Proportionalität zum Quadrat der Strömungsgeschwindigkeit vorhanden ist. Für den Fall, dass die überlagerte Strömung die Größenordnung der Orbitalgeschwindigkeit erreicht, kann die Strömungskraft durchaus um das Dreifache anwachsen (BARLTROP et al., 1990).

Überlagerte Strömungen können auch unerwünschte Schwingungen an einzelnen Bauwerkskomponenten anregen, die für die Dauerfestigkeit eines Pfahlbauwerks zu berücksichtigen sind.

##### 4.4.4.2 Brechende Wellen

Brechende Wellen können an Pfählen im Bereich oberhalb des Ruhewasserspiegels sehr hohe Druckspannungen erzeugen. Der Druckschlag (auch „slap“ oder „slam“ genannt) wirkt in sehr kurzer Zeit (Bereich von Millisekunden) und ist daher nicht zwingend maßgebend für die Gesamtbelastung eines Pfahlbauwerks. Für lokale Belastungen und Dauerbeanspruchungen von Strukturkomponenten im Nahbereich des Ruhewasserspiegels sind die Druckschlagbelastungen zu berücksichtigen (BARLTROP et al., 1990).

Im Großen Wellenkanal sind an einem lotrechten und geneigten Kreiszyylinder (Durchmesser 0,7 m) bei brechenden Wellen („freak waves“ bis zu 2,8 m Wellenhöhe) Wellendrücke gemessen worden, die im Vergleich zum hydrostatischen Druck der Wellenhöhe um den Faktor 100 größer waren. Ergebnisse der Analyse dieser großmaßstäblichen Experimente sind in WIENKE, SPARBOOM, u. OUMERACI (2000) und in WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI (2001) veröffentlicht.

Die impulsartige „slamming“-Kraft ist proportional zum Quadrat der maximalen Orbitalgeschwindigkeit und lässt sich wie folgt ermitteln (SARPKAYA u. ISAACSON, 1981; WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2000 und WIEGEL, 1982):

$$F_s = C_s \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D \cdot u_{\max.}^2 \cdot \lambda \cdot \eta_b \quad (4.4.5)$$

mit  $C_s = 2\pi$  und  $\lambda = 0,5$

- $F_s$  = „slamming“-Kraft [kN]  
 $C_s$  = „slamming“-Koeffizient [-] (vgl. WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2000)  
 $\rho_w$  = Dichte des Wassers [ $t/m^3$ ]  
 $D$  = Durchmesser des Pfahls [m]  
 $\lambda$  = „curling“-Faktor [-] (vgl. WIEGEL, 1982)  
 $\eta_b$  = maximale Wasserspiegelhöhe des Brechers über dem Ruhewasserspiegel [m] (entspricht etwa der 0,7-fachen Brecherhöhe  $H_b$ )  
 $u_{\max.}$  = maximale horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s] (entspricht der Wellenschnelligkeit  $c$ ).

#### 4.4.4.3 Geneigte Pfähle

Wellenkräfte auf geneigte Pfähle werden ebenfalls nach der MORISON-Formel berechnet. Üblicherweise werden die Komponenten der orbitalen Geschwindigkeiten und Beschleunigungen angesetzt, die senkrecht zum geneigten Pfahl gerichtet sind (CERC, 1984; SARPKAYA u. ISAACSON, 1981). Es muss dabei beachtet werden, dass Auftriebskräfte wirksam werden (BARLTROP et al., 1990).

„Slamming“-Kräfte infolge von brechenden Wellen können bei Neigungen bis  $25^\circ$  gegen die Wellenangriffsrichtung größere Werte ergeben als für den lotrechten Fall (WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2001).

#### 4.4.4.4 Horizontale Zylinder

Wellenkräfte auf horizontale Strukturkomponenten werden auch nach der MORISON-Formel ermittelt. Die zu wählenden Kraftkoeffizienten  $C_D$  und  $C_M$ , die aus Laborversuchen ermittelt wurden, weichen kaum von denen ab, die für vertikale Zylinder gültig sind. Auftriebskräfte müssen ebenfalls berücksichtigt werden. Nach Feldmessungen an glatten und rauen horizontalen Zylindern liegen die Kraftkoeffizienten tendenziell bis zu 15 % unter den Werten für vertikale Zylinder (BARLTROP et al., 1990).

#### 4.4.4.5 Pfahlgruppen

An Pfahlbauwerken, die aus mehreren Pfählen oder aus Pfahlgruppen bestehen, können Belastungsänderungen auftreten, sofern der Abstand untereinander kleiner als der 5-fache Pfahldurchmesser ist. Die Anlaufriechung der Bemessungswelle ist hierbei wichtig. Bei Abständen zwischen 3- und 5-fachem Pfahldurchmesser wird nach BARLTROP et al. (1990) vorgeschlagen, die ohne Interferenzeinfluss ermittelte Wellenkraft um den Faktor 1,5 bei allen einzelnen Pfählen zu erhöhen. Bei noch kleineren Abständen wird empfohlen, Ergebnisse aus physikalischen Modellen für die Wellenkraftermittlung heranzuziehen.

## 4.4.4.6 Vom Kreiszyylinder abweichende Pfahlquerschnitte

Wenn bei Pfahlbauwerken vom Kreiszyylinder abweichende Querschnitte als Strukturkomponenten verwendet werden, sind andere Kraftkoeffizienten für die Anwendung der MORISON-Formel festzulegen. Für eine Vielzahl von Querschnitten sind in BARLTROP et al. (1990) die empfohlenen Kraftkoeffizienten  $C_D$  und  $C_M$  dokumentiert.

## 4.4.4.7 Pfahlschwingungen durch Wirbelablösungen

Bei der Auslegung von schlanken Baugliedern für meerestechnische Anlagen ist die dimensionslose STROUHAL-Zahl  $S$  von Bedeutung:

$$S = f \cdot \frac{D}{u} \quad (4.4.6)$$

$f$  = Wirbelfrequenz [1/s]

$D$  = Durchmesser des Pfahls [m]

$u$  = Geschwindigkeit des strömenden Mediums [m/s].

Die Wirbelfrequenz ist etwa doppelt so groß wie die Belastungsfrequenz. Die STROUHAL-Zahl gibt an, in welchem Maße quer zur Strömungsrichtung Kräfte („lift-forces“) auftreten können, die bedingt durch ihren periodischen Charakter den umströmten Pfahl zu Schwingungen anregen können. Wenn die Wirbelfrequenz in der Nähe der Eigenfrequenz des umströmten Körpers liegt, können Schwingungskräfte entstehen, die zu schweren Schäden von Strukturkomponenten führen können (Resonanzfall).

Bei komplexen Pfahlbauwerken, bestehend aus mehreren Strukturkomponenten, sollte eine Strukturanalyse durchgeführt werden, um das „response“-Verhalten zu berechnen, insbesondere, um sogenannte „lock-on“-Fälle zu erkennen (BARLTROP et al., 1990). Die Schwingungsanregung durch Wirbelablösungen kann am einfachsten vermieden werden, wenn der Durchmesser des umströmten Körpers vergrößert und somit die Eigenfrequenz erhöht wird. Ist dies nicht möglich, kann durch Aufbringen künstlicher Rauheiten an dem umströmten Körper die Wirbelbildung günstig beeinflusst werden.

## 4.4.5 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt 4.4

- MORISON, J. R.; O'BRIEN, M. P.; JOHNSON, J. W. u. SCHAAF, S. A.: The Force Exerted by Surface Waves on Piles. Petroleum Transactions, AIME, Vol. 189, 1950.
- CERC: Shore Protection Manual, Vol. I+II, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.
- BARLTROP, N. D. P.; MITCHELL, G. M. u. ATTKINS, J. B.: Fluid Loading on Fixed Offshore Structures. Department of Energy-Offshore Technology Report, OTH 90322, Vol. I+II, HMSO Books, London, 1990.
- SPARBOOM, U.: Über die Seegangsbelastung lotrechter zylindrischer Pfähle im Flachwasserbereich. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, Heft 93, Braunschweig, 1986.
- SARPKAYA, T. u. ISAACSON, M.: Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures. Verlag: van Nostrand Reinhold Company, New York, 1981.
- WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Breaking Wave Impact on a Slender Cylinder. Proc. 27th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, Sydney, 2000.
- WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Large-Scale Experiments with Slender Cylinders in Breaking Waves. Proc. 11th Int. Offshore and Polar Eng. Conf., ISOPE, Stavanger, 2001.
- WIEGEL, R. L.: Forces Induced by Breakers on Piles. Proc. 18th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, 1982.

## 5. Strömungen

### 5.1 Allgemeines

Neben dem Seegang stellen Strömungen im küstennahen Raum eine wichtige Einflussgröße dar, die z. B. unmittelbar in den Sedimenthaushalt eines Küstenabschnittes bzw. in die Schwebstoffdynamik in einem Ästuar- oder Küstenbereich eingeht. In diesem Zusammenhang sind Strömungen vorwiegend für die Verfrachtung von Schwebstoff- und Sedimentmaterial quer und längs zur Küste verantwortlich. Strömungen können dabei allein bzw. durch die Überlagerung des Seegangs (Orbitalbewegungen an der Sohle) die Erosion des Sedimentmaterials auslösen.

Die Strömungen im Küstenvorfeld und in den Flussmündungen werden durch zahlreiche Einflüsse überlagert. Die Gezeitenschwingung der freien See geht über in ein Schwingungssystem, das von der Küstenform, der Topographie und den Abflussmengen der weit ins Binnenland reichenden Tideflüsse abhängt. Beim Eintritt des Flusswassers in das salzhaltige Meerwasser entstehen sehr ausgeprägte Dichteströmungen, die sich den Tideströmungen überlagern. Der Wind wirkt sich darüber hinaus unmittelbar (Erzeugung von Driftströmungen, Orbital- und Brandungsströmungen) und mittelbar (Gezeitenveränderung durch Windstau) auf die Strömungsvorgänge aus. Zu allem kommt die charakteristische, stark geformte topographische Struktur mit ihren verzweigten Rinnensystemen, Sandbänken und Barren, die nicht ohne Einfluss auf die Strömungen bleibt.

Küstennahe Strömungen spielen damit bei fast allen Planungsaufgaben des Küsteningenieurs als Belastungs-, erodierende und Transportgrößen eine wichtige Rolle.

Obwohl die physikalischen Zusammenhänge weitgehend bekannt sind, ist es kaum möglich, die Strömungen eines Küstengebietes theoretisch (durch Lösung der hydrodynamischen Differentialgleichungen) oder durch Modellversuche hinreichend genau zu erfassen. Um zu quantitativen Ergebnissen zu gelangen, d. h. die Strömungen an einem bestimmten Punkt im Gewässer nach Stärke, Richtung und zeitlichem Ablauf anzugeben, bleibt nur der Weg der unmittelbaren Beobachtung. Aber auch hierbei bestehen erhebliche Schwierigkeiten. Neben den rein messtechnischen Problemen ist jede Messung oder Beobachtung wegen der örtlich und zeitlich stark veränderlichen Bewegungsgrößen nur in begrenztem Umfang repräsentativ. Daraus folgt, dass man an möglichst vielen Messstationen synoptische Messungen über einen möglichst langen Zeitraum durchführen müsste, um ein genaues und vollständiges Bild aller Vorgänge zu erhalten. Hier bleibt als Ausweg die Unterstützung durch ein hochauflösendes numerisches Modell.

Genauere Kenntnisse über Stärke, Richtung und zeitlichen Ablauf der Strömungen benötigt man vor allem für vergleichende Betrachtungen. Der Verlauf der Flutströmung einer Messstelle ist zum Beispiel, für sich allein betrachtet, ohne jeden Aussagewert. Erst wenn man sie mit der Ebbeströmung an der gleichen Stelle vergleichen kann, mit den Strömungen in anderen Gewässerteilen unter vergleichbaren Tidebedingungen oder gar mit den unter extremen Windverhältnissen entstehenden Strömungen, ist man in der Lage, daraus wichtige Schlüsse auf die großräumige resultierende Materialbewegung und ihre Auswirkung auf das morphologische Geschehen zu ziehen, wenngleich diese Schlüsse immer nur qualitativer Art sein können.

Im küstennahen Raum lassen sich – je nach erzeugender Kraft und Ursache – die dort auftretenden Strömungen in die folgenden Gruppen unterteilen:

Die großräumigen ozeanischen Strömungen und die Tideströmungen sind örtlich nahezu gleichförmig, d. h. sie ändern sich nur mit den astronomischen Veränderungen im Verlaufe

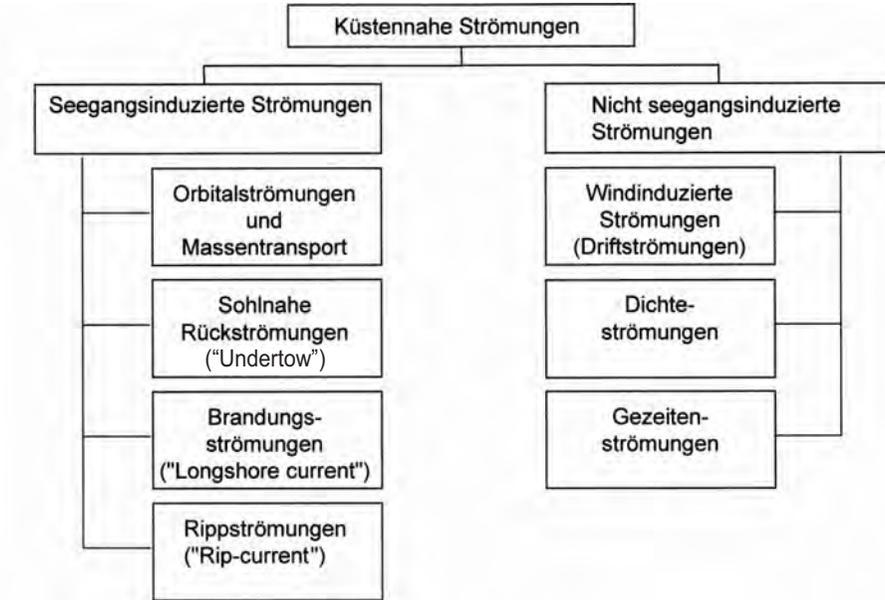


Abb. A 5.1: Küstennahe Strömungen

eines Jahres. Dichteströmungen treten vor allem in Flussmündungen auf, in denen sich Süß- und Meerwasser vermischen. Sie entstehen durch Temperatur- und Salzgehaltsunterschiede zwischen dem Süß- und Meerwasser und ändern sich im Rahmen langperiodischer Klimaschwankungen (z. B. Jahreszeiten).

## 5.2 Tideströmungen

Die Wassermassen in den Ozeanen reagieren in einer extrem komplexen Weise auf die gezeitenerzeugenden Kräfte von Mond und Sonne. Zwei Kräfte sind entscheidend für die Tidedebewegung. Dies sind zunächst Massenkräfte (zwischen Erde und Sonne sowie zwischen Erde und Mond) sowie Zentrifugalkräfte, die durch die Drehung der Erde um die Sonne sowie den Drehungen der Erde und des Mondes um ihre gemeinsame Schwerachse erzeugt werden. Diese Kräfte beeinflussen unmittelbar die Meeresoberfläche und erzeugen zwei Arten von Wasserbergen (Abb. A 5.2). Die „Erde-Sonne-Berge“ rotieren in einem Winkel von  $23,5^\circ$  alle 24 h um die Erde. Die „Erde-Mond-Berge“, die etwa 2,5 mal größer als die „Erde-Sonne-Berge“ sind, rotieren alle 24 Stunden 50 Minuten in einem Winkel von  $5^\circ$ .

Gäbe es kein Land auf der Erde sondern nur Wasser, ergäbe sich die ideale Tide als einfache Addition beider Wasserberge, die durch die Gravitationskräfte von Sonne und Mond hervorgerufen werden. Infolge unterschiedlicher Umlaufgeschwindigkeiten des Mondes um die Erde und der Erde um die Sonne haben auch diese Berge unterschiedliche Fortpflanzungsgeschwindigkeiten. So dauert ein vollständiger Mondumlauf (Mondmonat) 29,5 Tage, während ein vollständiger Sonnenzyklus 1 Jahr beträgt. Gemäß den jeweiligen Extremstellungen der Himmelskörper zur Erde verstärken sich die oben genannten Wasserberge gegenseitig, wenn Sonne und Mond in einer Linie mit der Erde stehen bzw. verringern sich de-

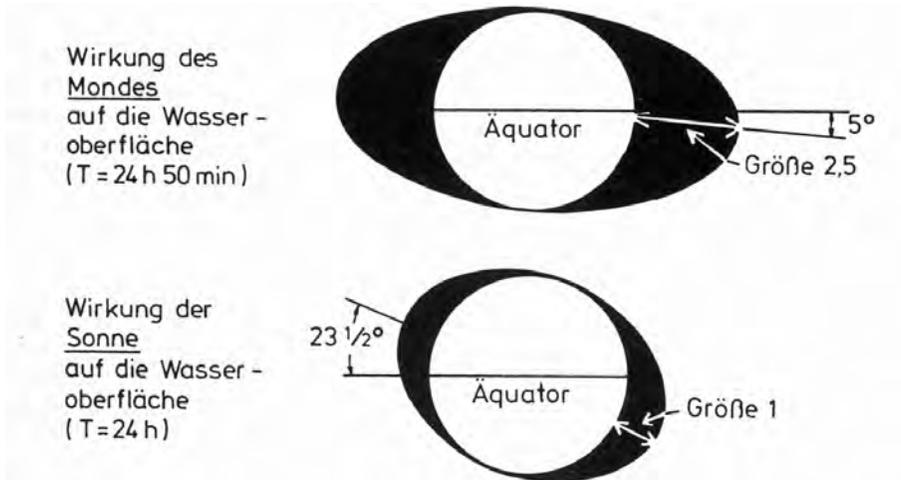


Abb. A 5.2: Wirkungen des Mondes und der Sonne auf die Wasseroberfläche

ren Einflüsse, wenn Sonne und Mond rechtwinklig zur Erde stehen. Im ersten Fall spricht man dann von Springtiden im zweiten Fall von Nipptiden.

Die auf die Tidebewegung wirkende Zentrifugalkraft ergibt sich in erster Linie aus der Drehbewegung der Erde aber auch aus der Zentrifugalkraft, die aus der Drehbewegung der Erde und des Mondes um ihre gemeinsame, durch den Erdkörper verlaufende Achse resultiert.

Ein weiterer Einfluss auf die Tidebewegung erfolgt aus der Corioliskraft. Mond und Erde drehen sich auf elliptischen Bahnen mit sich verändernden Abständen zum Anziehungszentrum (Abb. A 5.3).

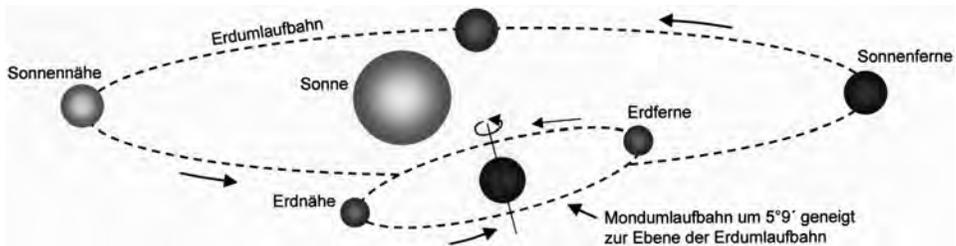


Abb. A 5.3: Erde-Mond-Sonne-System

Verstärkte Anziehungswirkungen und damit tideerhöhende Kräfte treten auf, wenn der Mond der Erde am nächsten oder die Erde der Sonne am nächsten stehen. Ersteres geschieht etwa einmal im Monat, letzteres nur einmal im Jahr. Durch die unterschiedlichen Wirkungen der Stellungen von Mond, Sonne und Erde zueinander werden unterschiedlich wirkende Einzeleinflüsse oder auch Partialtiden hervorgerufen.

Mit ausreichend verfügbaren Daten (mindestens für ein Jahr vorliegende Tideaufzeichnungen) ist es möglich, die charakteristischen Parameter der Tiden, wie sie sich aus den verschiedenen Einflussgrößen ergeben, zu bestimmen. Die Bestandteile dieser Partialtiden sind

jeweils einfach harmonisch in der Zeit und voneinander unabhängig. In den meisten Fällen kann eine gemessene Tide schon mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden, wenn etwa die 10 wichtigsten Partialtiden (Gesamtzahl etwa 600) berücksichtigt werden. Diese zehn wichtigsten Partialtiden sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt:

Tab. A 5.1: Einfluss der Partialtiden

Symbol	Winkel- geschwindigkeiten	Name	Tidekoeffizient zur Bezeichnung der Bedeutung
$M_0$	0,000	konstante Mondtide	0,505
$S_0$	0,000	konstante Sonnentide	0,234
$M_f$	1,098	Deklinationstide zu $M_0$	0,156
$O_1$	13,943	eintäg. Hauptmontide	0,377
$P_1$	14,959	eintäg. Hauptsonnentide	0,176
$K_1 (M)$	15,041	eintäg. Haupt-Deklinationstide	0,362
$K_1 (S)$	15,041	eintäg. Haupt-Deklinationstide	0,168
$N_2$	28,440	gr. Ellipt. Tide 1. Ordn. zu $M_2$	0,174
$M_2$	28,984	halbtäg. Haupt-Montide	0,908
$S_2$	30,000	halbtäg. Haupt-Sonnentide	0,423

Die wichtigsten, sich aus den Überlagerungen der Partialtiden ergebenden Ungleichheiten im Tideverlauf sind:

- halbmonatliche Ungleichheit (Spring- und Nippzeiten) mit einer Periode von 14,77 Tagen
- monatliche Ungleichheit (27,55 Tage)
- Deklinationsungleichheit (13,66 Tage)
- tägliche Ungleichheit (27,32 Tage)
- ferner Nodaltide (18,6 Jahre).

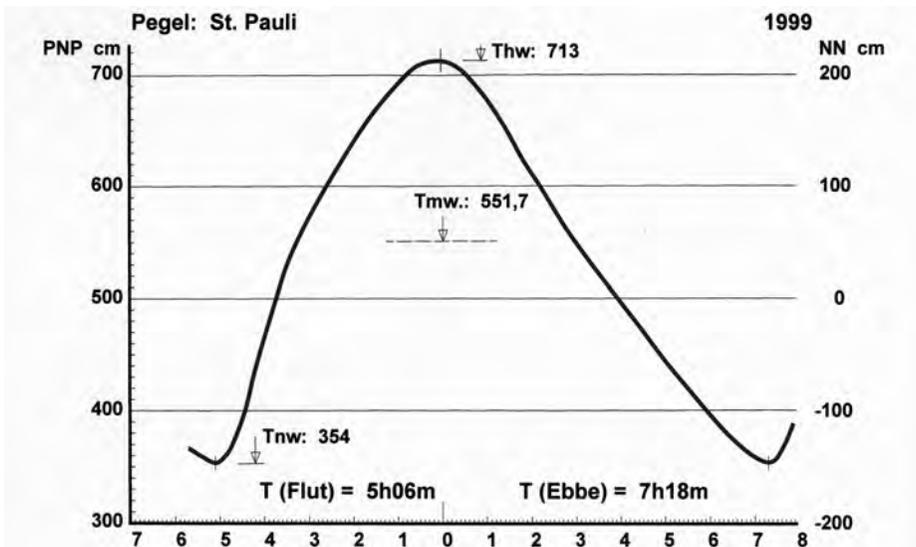


Abb. A 5.4: mittlere Tidekurve am Pegel St. Pauli

Die Nordsee ist ein Randmeer des Atlantischen Ozeans. Die hier durch die astronomischen Einflüsse entstehenden „quasiperiodischen Schwingungen“ wirken von Norden und durch den englischen Kanal in das Randmeer hinein. Dort werden sie durch die Beckenform, die Tiefenverhältnisse und die Corioliskraft umgeformt.

Die Tideströmungen – Flut- und Ebbestrom – verlaufen entlang der Insel- und Wattküste ungefähr parallel zur Küste. Vor den Ostfriesischen Inseln ergibt sich ein ostwärts gerichteter und vor den Nordfriesischen Inseln ein nordwärts gerichteter Reststrom (Differenz von Flut- und Ebbestromweg). In den Mündungstrichtern von Ems, Jade, Weser und Elbe werden die Stromrichtungen durch den Ein- und Ausstrom von Flut- und Ebbestromen bestimmt. Im Wattgebiet ergeben sich die Stromrichtungen aus dessen Topographie mit Inseln und Wattgraben.

Es gibt verschiedene Parameter, die die mittleren Tideverhältnisse charakterisieren. Am häufigsten verwendet – weil am leichtesten auswertbar – sind die mittleren Scheitelhöhen  $M_{Thw}$  und  $M_{Tnw}$  als Mittel von  $Thw$  und  $Tnw$  über bestimmte Zeiträume. Die Analyse solcher Werte hat in der Küstenforschung große Tradition. Allein sie scheint zur Erkennung einiger Vorgänge nicht ausreichend zu sein, auch wenn sie als erste Näherung sehr aussagekräftig ist. Es bedarf daher weiterer Detailuntersuchungen. Dazu gehören die nachfolgend genannten Parameter:

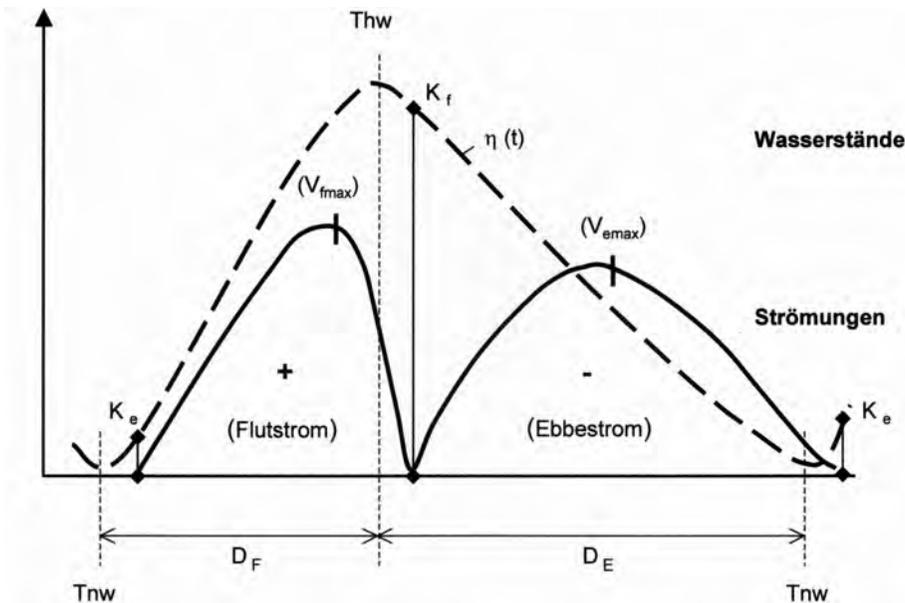


Abb. A 5.5: Parameter zur Beschreibung der Tide

- **Form der Tidekurve;** dazu wird eine mittlere Tidekurve aus einem je nach Fragestellung definiertem Zeitraum dargestellt. Methodisch kann dies über die Auswahl von 20 dem Mittelwert entsprechenden Tiden erfolgen, die dann zu einer einzigen mittleren Tidekurve zusammengefasst werden. Genauer ist es allerdings, geschlossene Tidedaten über einen definierten Zeitraum zu mitteln. Solche Tideverläufe gestatten Einblicke in die Entwicklung von Flut- und Ebbedauern, von Steilheiten und charakteristischen Formen der Flut- und Ebbeäste.

- **Flut- und Ebbestromkenterpunkte;** sie sind grob bekannt und sind teilweise schwer zu bestimmen und festzulegen, besonders an Küstenorten oder in Flussmündungen, wo die Strömung über den Querschnitt und die Tiefe nicht zeitgleich kentert. Veränderungen der Flut- und Ebbestromdauern geben jedoch wertvolle Hinweise auf Veränderungen der Strömungsverhältnisse.
- **Strömungsverlauf;** kontinuierliche Strömungsmessungen, aus denen mögliche Veränderungen in den letzten Jahrzehnten abgeleitet werden, liegen bestenfalls aus einigen Stromabschnitten vor. Sie sind generell so spärlich, dass auf sie nur gelegentlich zurückgegriffen werden kann. Diese Situation wird sich zukünftig verbessern. Zahlreiche Monitoringverfahren, die als Auflage bei der Genehmigung von Großprojekten durchzuführen sind, werden genauere Aussagen möglich machen.

#### Drehstrom vor der Küste

Man erwartet von den ungestörten Tidedrömungen eigentlich, dass sie sich entsprechend dem Steigen und Fallen des Wassers land- und seewärts ausrichten und die beiden Hauptrichtungen sich in etwa  $180^\circ$  voneinander unterscheiden. Das ist in vielen Fällen auch der Fall. Es gibt aber auch im Bereich der Nordseeküste Gebiete, in denen sich die Strömung ausgelöst durch Längs- und Querströmungen unter dem Einfluss der Corioliskraft, völlig anders verhält. Es entstehen dort ellipsenförmige Strombahnen, bei denen es keine Stauwasserphase gibt.

Vor der ostfriesischen Küste und vor den Mündungen der Jade, Weser und Elbe herrschen solche Drehströmungen mit relativ kleinem Achsenverhältnis vor. In den Gewässern vor der nordfriesischen Küste nähern sich die Strömungsellipsen mehr der Kreisform an.

#### Flutstromgrenze in Tideflüssen

In den meisten Tideflüssen und ihren Nebenflüssen gibt es Abschnitte, in denen zwar die vertikale Tidebewegung, d. h. das Steigen und Fallen des Wassers beobachtet werden kann, nicht aber die horizontale Strömungsänderung, d. h. der Richtungswechsel. Dort fließt das Wasser ständig seewärts, während der Wasserspiegel steigt und fällt.

Diese Flussabschnitte werden durch die Flutstromgrenze und die Tidegrenze eingeschlossen. Die Flutstromgrenze liegt unterhalb des Abschnittes an der Stelle des Flusses, bis zu dem es noch alternierenden Flut- und Ebbestrom gibt. Die Tidegrenze markiert die Stelle, bis zu der von See her noch wechselnde Wasserstände zu beobachten sind. Beide Grenzen sind nicht konstant, denn einerseits beeinflusst das Oberwasser ihre Lage, andererseits können Sturmfluten vorübergehend die Lage der Grenze weit nach Oberstrom hin verlagern.

### 5.3 Dichteströmungen

Im Brackwassergebiet der Tidedröme führen die unterschiedlichen Dichten des Meerwassers und des Süßwassers dazu, dass das schwerere Meerwasser zu Beginn der Flut zuerst am Boden als Unterströmung einfließt, während sich das leichtere Süßwasser oben noch seewärts bewegt. Zu Beginn der Ebbe setzt der Ebbestrom zunächst an der Oberfläche ein. Diese Erscheinung führt zu wesentlich stärkerer Sohlströmung bei Flut als bei Ebbe und so-

mit ggf. zu einem flussaufwärts gerichteten Sedimenttransport sowie zu einem verzögerten Schließen der selbsttätigen Stemmtore der Entwässerungssiele. Die unterschiedliche Dichte wird z. B. genutzt, um in baulich dafür eingerichteten Schleusen ein Eindringen des Meerwassers in das Kanalnetz zu verhindern.

In Tideflussmündungen (Ästuarien) treten vor allem aus den Dichteunterschieden von Meerwasser und Süßwasser entsprechende Ausgleichsströmungen auf. Das spezifisch leichtere Süßwasser überlagert dabei über längere Dauer und Entfernungen das spezifisch schwerere Salzwasser, das von See her sohnah in das Ästuar eindringt. Der Bereich, in dem über die gesamte Wassertiefe die Mischvorgänge stattfinden, wird Brackwasserzone genannt. Die Mischvorgänge werden durch Walzenströmungen mit quer zur Tideströmung gerichteter horizontaler Achse begleitet. In diesem Gebiet, der sogenannten Trübungszone, treten die höchsten Schwebstoffkonzentrationen des gesamten Ästuars auf.

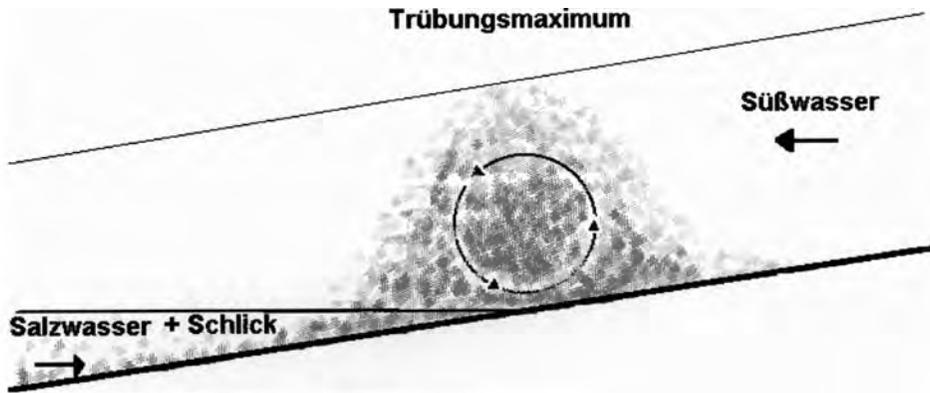


Abb. A 5.6: Salzkeileffekt (nach WELLERSHAUS, 1982)

Strömt bei Flut durch Tide und Dichteeffekte salzhaltiges Wasser an einer seitlichen Abzweigung (Hafeneinfahrt oder Schleusenzufahrt) mit geringerem Salzgehalt vorbei, treten ebenfalls Dichteausgleichsströmungen auf. Sie sind dann vom Gewässer zur seitlichen Abzweigung hin gerichtet und treten sohnah auf. Dadurch werden gleichzeitig die an der Gewässersohle hohen Schwebstoffkonzentrationen und oft auch Schlick bzw. ‚fluid mud‘ eingetragen. Diese Vorgänge sind die Hauptursache für die sehr hohen Verschlickungsraten in Hafenbecken und Schleusenzufahrten in der Brackwasserzone.

Gleiche Effekte wie oben beschrieben, treten auch auf, wenn z. B. das vorbeiströmende Flusswasser kälter ist als das im Hafenbecken, weil dort vielleicht aufgewärmtes Kühlwasser eingeleitet wird, oder wenn das Flusswasser eine höhere Schwebstoffkonzentration aufweist als das Hafenbeckenwasser, was fast immer der Fall ist. Diese in Hafenbecken hineingerichteten Strömungsvorgänge werden meist noch dadurch verstärkt, dass Turbulenzvorgänge durch Ablösewirbel in der Hafeneinfahrt sich zum ruhigeren Wasser im Hafenbecken hin „horizontal ausgleichen.“

## 5.4 Seegangserzeugte Strömungen

Es ist aus der linearen Wellentheorie bekannt, dass sowohl die Länge der Orbitalbahnen als auch die Orbitalgeschwindigkeiten gleichmäßig mit zunehmender Tiefe unter dem Ruhewasserspiegel abnehmen (Abb. A 5.7). Verbunden mit dem Feld der Orbitalbahnen ist das Feld der Stromlinien, das sich aus den augenblicklichen Vektoren der Orbitalgeschwindigkeit  $V$  zusammensetzt. Unter den Wellenbergen sind dabei die Strömungsgeschwindigkeiten immer in Wellenfortschrittsrichtung, unter den Tälern stets entgegen der Wellenfortschrittsrichtung eingestellt.

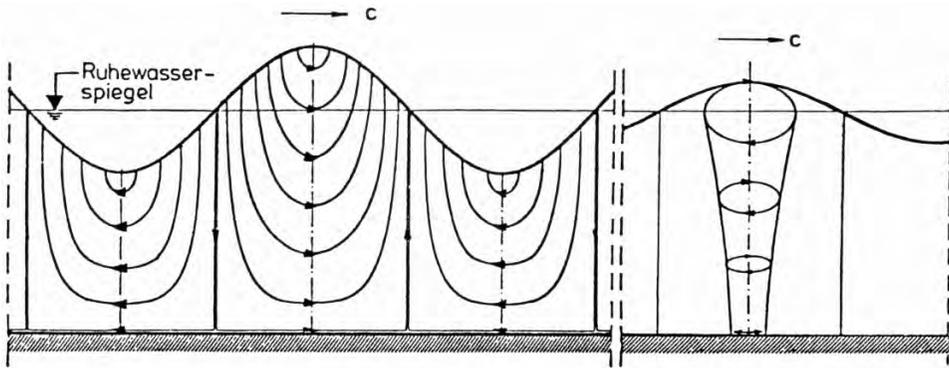


Abb. A 5.7: Stromlinien (links) und Orbitalbahnen (rechts) unter einer fortschreitenden Welle mit Grundberührung

Die Orbitalgeschwindigkeiten  $V$  können in die waagerechten und senkrechten Komponenten  $u$  und  $w$  zerlegt werden.

Während einer Wellenphase treten die größten waagerechten Geschwindigkeiten unter den Wellenbergen und Wellentälern auf; vor Eintreffen eines Wellenberges ist dabei die Vertikalkomponente aufwärts (positiv), nach dem Wellenberg abwärts (negativ) gerichtet. Während die Vertikalkomponenten nur in Einzelfällen technische Bedeutung haben, sind die Horizontalkomponenten von größter Bedeutung für die Wellenbelastung von Bauwerken oder für die Sedimentbewegung (Feststofftransport) usw. (s. Abschn. 6). Sie sind in Abb. A 5.8 für ihre Größtwerte unter dem Wellenberg und dem Wellental für den Fall einer fortschreitenden Sinuswelle (lineare Wellentheorie) zur Verdeutlichung gegenübergestellt.

Die größten Geschwindigkeiten sind in beiden Fällen an der Oberfläche vorhanden. Sie sind dabei auf dem Wellenberg größer als im Wellental, während an der Sohle (es wird eine Welle mit Grundberührung angenommen) mit  $z = -d$  der gleiche Absolutwert  $u_s$  für Wellenberg und Wellental besteht.

In Fällen, wo anstatt der Komponenten  $u$  und  $w$  in  $x$ - beziehungsweise  $z$ -Richtung der Gesamtbetrag der Orbitalgeschwindigkeit von Interesse ist, kann dieser aus der Beziehung

$$|V| = \sqrt{u^2 + w^2}$$

berechnet werden.

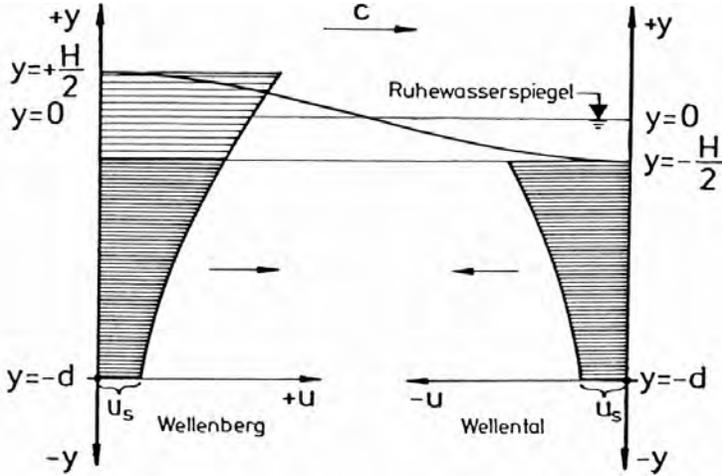


Abb. A 5.8. Schematische Darstellung der Abnahme der Horizontalkomponenten der Orbitalgeschwindigkeiten mit der Wassertiefe

Das Stromlinienbild der stehenden Welle ist gegenüber dem einer fortschreitenden Welle so verschoben, dass die Trennlinien zwischen den Strömungszellen bei  $x = 0$ ,  $x = L/2$ ,  $x = L$  usw. (Schwingungsbäuche) liegen; die größten Geschwindigkeiten finden sich an den Knoten (Abb. A 5.9).

Die Horizontalkomponente  $u$  ist für  $x = 0$  auf ganzer Höhe  $u = 0$  (Randbedingung der Wand). Die Strömungsgeschwindigkeiten betragen das Doppelte der fortschreitenden Welle mit der Höhe  $H$ . Erosionsgefahr an der Sohle besteht besonders bei  $x = L/4$  (z. B. Unterspülung einer Ufermauer).

Uferparallele Brandungsströmungen treten auf, wenn Wellen im spitzen Winkel auf die Küstenlinie treffen. Im Gegensatz zu alternierenden Orbitalströmungen können sie als Ausgleichsströmung angesehen werden, die durch das Gleichgewicht von Wellenenergie und Reibungsverlusten in Bewegung gehalten wird. Neben den Orbitalströmungen werden der

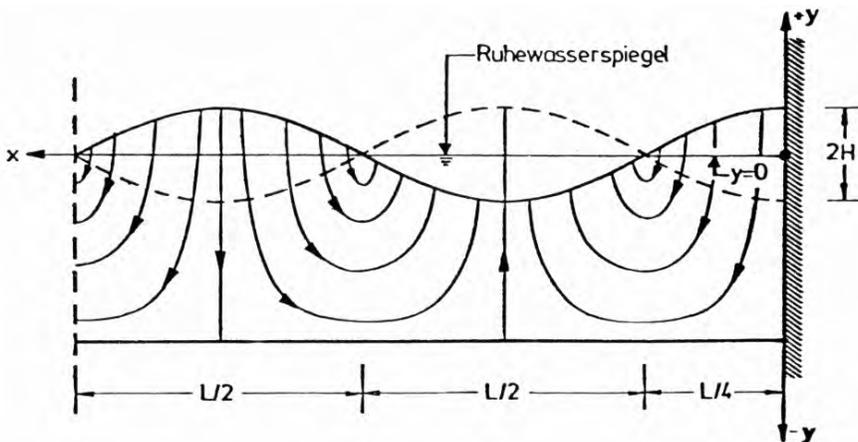


Abb. A 5.9: Schematisches Stromlinienbild einer stehenden Welle

Brandungsströmung komplexe zwei- (Unterströmungen, Massentransport) und dreidimensionale Strömungen (Rippströme als örtliche, seewärts gerichtete Rückströme) überlagert.

In Naturmessungen vor Sylt – auch bei schweren Sturmfluten – wurde aufgezeigt, dass die Brandungsströmungen nicht als stationäre Strömungen behandelt werden dürfen, denn die mittleren Geschwindigkeiten bis 1,5 m/s an der Sohle schwanken um  $\pm 100\%$  (bis maximal 3,0 m/s) mit bis zu neun periodischen Schwankungen innerhalb einer Wellenperiode. Auf diese Erscheinungen sind die hohen Transportkräfte für den Küstenlängstransport zurückzuführen.

Die mittlere küstenparallele Geschwindigkeit  $\bar{V}_1$  kann für Küstenabschnitte mit gleichförmiger Strandneigung nach folgender Näherungsformel (ZANKE et. al., 2001) bestimmt werden:

$$\bar{V}_1 \approx 0,585 \sqrt{g \cdot H_b} \sin(2\theta_b)$$

mit:  $H_b$  Brecherhöhe in m

$\theta_b$  Winkel zwischen der Küstennormalen und der Wellenorthogonalen an der Brecherlinie in Grad ( $^\circ$ ).

Obwohl die obige Gleichung die bislang beste Näherungsformel darstellt, können Abweichungen der errechneten  $\bar{V}_1$ -Werte von den tatsächlich in der Natur auftretenden Werten bis zu 50 % betragen.

Wellenerzeugte Strömungen am Ufer oder vor Schutzwerken können im Brandungsbereich sehr groß werden. Sie werden hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Die aus wechselnden Richtungen anlaufenden Wellen können auf zweifache Weise Material am Strand umlagern :

1. Durch die Überlagerung der Strömungen mit der Orbitalbewegung der Wellen wird eine spiralförmige Wasserbewegung um eine horizontale Achse erzeugt. Dadurch werden in Wellenfortschrittsrichtung Sedimente in Suspension und an der Sohle bewegt.
2. Unter gewissen Umständen können die Strömungen auch Sedimentpartikel unmittelbar berühren und verlagern.

Im Einzelnen sind die durch Wellen erzeugten Strömungen im küstennahen Gebiet wie folgt zu unterscheiden:

1. Sohlnahe Rückströmung
2. Rippströmungen
3. Brandungsströmungen und Gefälleströmungen
4. Orbitalbewegung.

Diese Strömungsarten wirken vor allem materialumlagernd; für die Bemessung von Deichen und Deckwerken sind jedoch allein die Strömungsgeschwindigkeiten beim Auf- und Ablauf der Wellen bedeutsam.

### 5.5 Driftströmungen (winderzeugte Strömungen)

Zahlreiche Messungen in der Natur haben gezeigt (GÖHREN, 1968), dass bei Windeinfluss erhebliche Störungen im Strömungsverlauf auftreten. Das gilt besonders für das flache Wattenmeer, in dem die Tideströmungen nur von geringer Intensität sind. Durch die vom Wind an der Wasseroberfläche erzeugten Schubkräfte entstehen Strömungen, die etwa in Windrichtung verlaufen, sogenannte primäre Driftströmungen. Infolge der ebenfalls mit den Windschubkräften zusammenhängenden Deformation des Meeresspiegels (Windstau) treten

ferner Gefälle- oder Gradientenströmungen auf, die GÖHREN (1968) als sekundäre Driftströmungen bezeichnet.

Über Verlauf und Intensität der bei Starkwind und Sturmweatherlagen auftretenden Driftströmungen in den Flachwassergebieten der Nordsee hat GÖHREN (1968) umfangreiche Untersuchungen angestellt. Dabei ging er folgendermaßen vor:

„Setzt man voraus, dass die Driftströmung bei anhaltenden, gleichbleibenden Windverhältnissen nach Geschwindigkeit und Richtung einigermaßen stetig verläuft, und setzt man ferner voraus, dieser Driftströmung sei die normale Gezeitenströmung in einfacher Form überlagert, so ergibt sich eine Möglichkeit der Trennung beider Komponenten durch Vergleich der Reststromvektoren. Alle durch Driftstromerfluss hervorgerufenen Änderungen im Verlauf der ungestörten Gezeitenströmung werden im vektoriellen Integral erfasst, so dass folgende Formel zur Elimination des Driftstromanteils aus einer beobachteten Strömung aufgestellt werden kann:

$$\begin{aligned}\bar{V}_W &= \bar{V} - \bar{V}_{(n)} \\ \bar{V}_W &= \text{Driftstromvektor} \\ \bar{V} &= \text{Reststromvektor der windbeeinflussten Messtide} \\ \bar{V}_{(n)} &= \text{Reststromvektor der ungestörten Tide}\end{aligned}$$

Der Driftstromvektor wird ebenfalls in km/Tide angegeben, der Vektorbetrag mit  $SV_W$  und die Vektorrichtung mit  $RV_W$  bezeichnet.“

Die Verhältnisse sind natürlich komplizierter als in dieser vereinfachten Form angegeben. Die genannten Voraussetzungen treffen im Allgemeinen nicht oder nur teilweise zu. Der Vektor  $V_W$  stellt weniger den reinen Driftstrom im Sinne der oben gegebenen Definition dar, sondern gibt ein Maß für die unter Windeinfluss entstehenden Abweichungen vom normalen Verlauf der Gezeitenströmung. Die vektorielle Darstellungsweise ist aber auch hier wieder von Vorteil, da sie zu anschaulichen und übersichtlichen Ergebnissen führt und da die Reststromvektoren sehr empfindliche Kennwerte darstellen, die meteorologische Störungen im Tidestromverlauf weitaus besser erkennen lassen als die in Ganglinienform aufgetragenen Stromrichtungen und Stromgeschwindigkeiten.

Die Stromgeschwindigkeiten während normaler Flut und Ebbe erreichen außerhalb des Wattgebietes bis zu 0,5 m/s, in den Tideströmen und Wattrinnen bis zu 1,5 m/s. Während Sturmfluten konnten auf dem Watt Geschwindigkeiten bis zu 1,5 m/s, in engen Strombereichen – besonders in den Seegaten zwischen den Inseln – Stromgeschwindigkeiten bis zu 2,5 m/s gemessen werden.

## 5.6 Bemessung auf Strömungen

### 5.6.1 Vorbemerkungen

In Anlehnung an die Arbeit von HANSEN (1985) werden hier ausschließlich von der freien Wasserspiegelseite her wirkende Strömungen behandelt, wie sie z. B. aus der Fließbehandlung (laminar oder turbulent) des Wassers, aus Wind- und Schiffswellen oder aus Tideströmungen entstehen können.

Hauptaufgabe einer Steinschüttung – in welcher Bauart sie auch zum Einsatz kommen mag – ist es, diese strömungsbedingten Angriffe aufzunehmen und Erosionen, Kolkungen

sowie Abbrüche an Sohlen und Böschungen sowie vor und an Bauwerken im Wasser zu verhindern.

Bei überströmten Auskleidungen sind generell drei verschiedene Kraftwirkungen infolge der Fließbewegung des Wassers zu nennen:

- böschungs- oder sohlparallel (in Fall- oder Streichrichtung) mit der Strömung gerichtete Schubkräfte, die ein Abschieben (Abgleiten) von Abdeckelementen oder Einzelsteinen verursachen können,
- senkrecht zur Böschung oder Sohle gerichtete Liftkräfte, die ein Anheben und Herauslösen von Abdeckelementen oder Einzelsteinen aus dem Verband ermöglichen und
- Beschleunigungskräfte, die wie die Schubkräfte mit der Strömungsrichtung übereinstimmen und zum Abrutschen/Abgleiten von Elementen oder Einzelsteinen beitragen (Abb. A 5.10).

Bei Sperrwerken und Sielen ist es insbesondere die durchströmte Querschnittsgröße, die Einfluss auf Bauwerke und Befestigungen hat, während es bei Sportboothäfen die Hafenkongfiguration und die Lage zum Gewässer sind, die Einfluss auf die Wirkung externer Wellen haben.

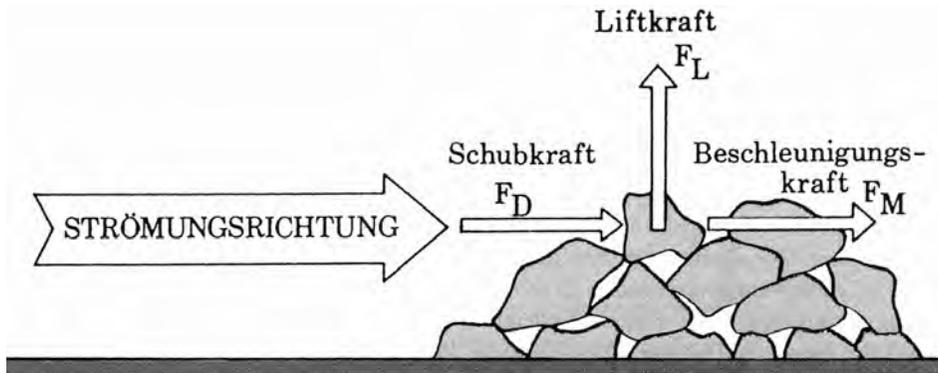


Abb. A 5.10: Belastung eines Einzelsteins eines Deckwerkes infolge Überströmung

### 5.6.2 Sohl- und Böschungsauskleidungen

Für eine gebundene, durchlässige Deckschicht wird die Stabilität gegen Abheben  $\eta_z$  für das erforderliche Flächengewicht:

$$g'_D = \frac{\eta_z \cdot 0,04 \cdot \alpha \cdot v^2}{\cos\beta} \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

Als Bemessungsdiagramm in Abb. A 5.11 ist diese Gleichung in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit  $v$ , der Böschungsneigung  $\beta$  sowie der Einbettungsziffer  $\alpha$  der an der Deckwerksoberfläche liegenden Steine wiedergegeben.

Es wird unterschieden zwischen Einbettungsziffern von:

- $\alpha = 1,0$  Oberfläche wie lose Steinschüttung, jedoch verklammert
- $\alpha = 0,5$  Steinschüttung mit Vollverguss
- $\alpha = 0,2$  Beläge (z. B. Mastixschotter)

wobei alle diese Auskleidungen durchlässig sind.

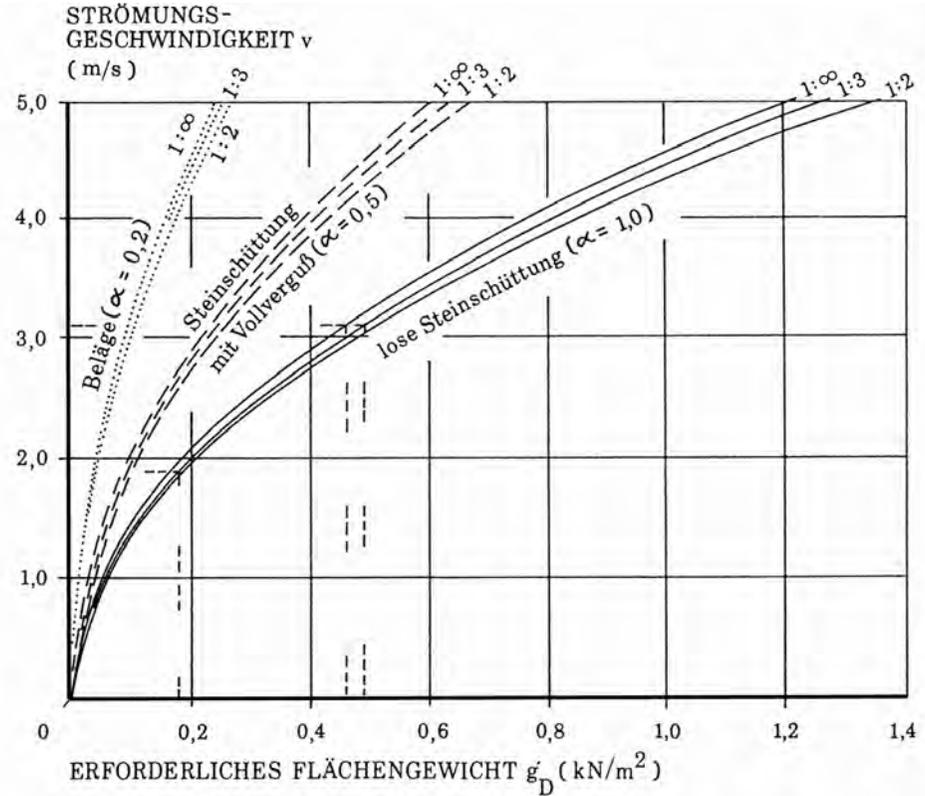


Abb. A 5.11: Erforderliches Flächengewicht von gebundenen Böschungs- und Sohlauskleidungen (durchlässig bei einer Stabilität gegen Abheben von  $n_z = 1,2$  in Abhängigkeit von der Überströmung [bei Schublagerung])

Aus dem Flächengewicht  $g'_D$  unter Auftrieb folgt die erforderliche Dicke  $b$  der Auskleidung.

Das erforderliche Flächengewicht in Bezug auf Stabilität gegen Abgleiten setzt sich zusammen aus einem durch die Strömungsgeschwindigkeit  $v$  und einem durch die Strömungsbeschleunigung  $dv/dt$  verursachten Wert:

$$g'_D = g'_D(v) + g'_D(dv/dt).$$

Gültig ist obige Gleichung nur für den Fall der Schublagerung, da bei der Fußstützung die Stützkraft immer erheblich größer als die entgegengesetzt wirkenden Kräfte aus Schub und Beschleunigung ausfällt. Ist eine Fußstützung der Böschung also gegeben, so ist allein der Stabilitätsnachweis gegen Abheben bei gebundenen Deckschichten zu führen.

Für lose Steinschüttungen als Deckwerke ergeben sich aus der Beziehung zwischen der erforderlichen Masse eines Einzelsteines auf der Deckschicht in Bezug auf die angreifende Strömungsgeschwindigkeit bei Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse bei gebrochenem Steinmaterial und einer zugrunde gelegten Basis-Trockenrohdichte des Steinmaterials von 2,65 t/m<sup>3</sup> nach entsprechender Auflösung:

$$D_{r,0} = \sqrt[3]{\frac{0,062 \cdot v^6}{0,245 \cdot 2650}} = 0,04571 \cdot v^2 \text{ (m)}.$$

Die Strömungsgeschwindigkeit über der Schüttsteinsohle folgt aus der Kontinuitätsgleichung.

$D_{r,0}$  stellt den repräsentativen Durchmesser der Steinschüttung für den Grundfall einer waagerechten Sohle bei einfacher Überströmung (d. h. nur mäßiger Turbulenz ohne direkte Beschleunigung) dar.

### 5.6.3 Sohlsicherung in/vor Sperrwerken und Sielen

Im Nahbereich von Sperrwerken und Sielen können Strömungsgeschwindigkeiten auftreten, die wesentlich über denen aus freien Tide- und Driftströmungen liegen. Die Bemessung der fast immer erforderlichen Sohlsicherungen kann z. T. in Anlehnung an die Ansätze in Kap. 5.2 erfolgen, obwohl generell hydraulische Modellversuche zu empfehlen sind, da es sich praktisch immer um Sonderkonstruktionen mit lokalen Einflüssen verschiedener Art handelt.

Wenn die zur Bemessung heranzuziehenden Strömungsgeschwindigkeiten über die Tide in dem unverbauten Querschnitt nicht bekannt sind und auf den Bauquerschnitt umgerechnet werden können, müssen sie in Modellversuchen ermittelt werden. Eine erste Abschätzung ist über

$$v = \frac{4\pi \cdot A \cdot \text{Thb}}{3 \cdot T \cdot F}$$

mit  $v$  = max. Strömungsgeschwindigkeit im Zentrum des Querschnitts

$A$  = Oberfläche des Tidegebietes stromauf

$\text{Thb}$  = Tidehub

$T$  = Tideperiode 12:25 h

$F$  = Querschnitt

möglich.

Wenn die Steine über Wasser verlegt werden, sollte die Lage

$$r = 2,1 \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50\text{min}}}{\gamma_s}}$$

stark sein, aber mindestens 0,3 m. Für Verlegung unter Wasser empfiehlt CERC (1984):

$$r = 3,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50\text{min}}}{\gamma_s}}$$

oder mindestens 0,5 m.

#### 5.6.4 Böschungen kleiner Häfen

Die Böschungen kleiner Häfen an großen Gewässern unterliegen in starkem Maße den Einflüssen aus vorbeifahrender Schifffahrt und einlaufendem Seegang. Damit wirken auf sie alle Phänomene der Wellenausbreitung und angeregter Hafenschwingungen, verbunden mit Schwall- und Sunkeffekten sowie Auf- und Ablauf.

Für die Sicherheit der kleinen Fahrzeuge an ihren Liegeplätzen und bei Fahrten im Hafen wie auch für ausreichend sichere Böschungen im Hafen ist eine Konfiguration des Hafens selbst, vor allem aber seiner Einfahrt, anzustreben, die die o. g. Phänomene möglichst klein hält. Um dies zu erreichen, sind Modelluntersuchungen (physikalisch und/oder mathematisch) erforderlich.

#### 5.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt 5

- CERC: Shore Protection Manual. US Army Corps of Eng., Washington D.-C. 1984.  
GÖHREN, H: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 30, Hannover, 1968.  
HANSEN, U. A.: Wasserbausteine im Deckwerksbau; Bemessung und Konstruktion. Verlag Boyens und Co., Heide, 1985.  
Ergänzende Literatur:  
LECHER, K.; LÜHR, H.-P.; ZANKE, U. C. E.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage 2001.  
SIEFERT, W. et al.: Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 35, 1980.  
SIEFERT, W. et al.: Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.

## 6. Sandbewegung im Küstenbereich

### 6.1 Einleitung

An sandigen Küsten werden durch den Einfluss von Wellen und Strömungen Sedimente sowohl in Suspension („suspended load“) als auch an der Sohle („bed load“) bewegt. Es ist zu unterscheiden zwischen der Gesamtmenge der transportierten Sedimente („gross transport rate“) in einem betrachteten Zeitraum und der Nettotransportmenge („net transport rate“) als der Differenz zwischen den Mengen, die in wechselnde Richtungen (z. B. an einem Punkt der Küste seewärts und landwärts bzw. nach links und rechts längs der Küste) bewegt werden. Die Nettotransportmenge ist häufig ein relativ kleiner Unterschied zwischen zwei großen („Brutto-“)Mengen. Sie muss zudem noch in die küstennormalen und die küstenparallelen Anteile aufgeteilt werden. Dies ist einer der Gründe, warum die Voraussage von Transportraten relativ schwierig ist.

Die Transportraten sind gewöhnlich gering, und der Transport vollzieht sich vorwiegend in einer bodennahen Schicht. Mit zunehmenden Seegang steigt der Anteil des Transportes in Suspension relativ schnell, und der Transport an der Sohle wird entsprechend vernachlässigbar. Beide Transportarten sind dem Transport in Schiffen bzw. in Flugzeugen vergleichbar; nennenswerte Suspensionskonzentrationen sind in Höhen von mehr als 0,5 m über der Sohle nur selten anzutreffen.

Der Sedimenttransport innerhalb der Brandungszone hängt von der Turbulenzenergie aus der Dissipation der Wellenenergie und den wellenerzeugten Strömungen ab. Der Turbulenzeintrag in den Wasserkörper führt bei Sturzbrechern an der Brecherlinie zu einer nahezu gleichmäßigen Verteilung der Sedimentkonzentration über die Wassertiefe.

Von der Brecherlinie nimmt die Turbulenzintensität landwärts hin ab. Die durch Schwallbrecher erzeugte Turbulenz ist hingegen an der Wasseroberfläche konzentriert und breitet sich von dort im weiteren Verlauf der Schwallbrandung in die Tiefe aus. Dadurch wächst die Turbulenzenergie landwärts an. Diesen Vorgängen überlagert sich noch die Turbulenz, die durch die Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle bewirkt wird und sich zur Wasseroberfläche hin ausbreitet.

Kennzeichnend für den Sedimenttransport in der Brandungszone, die sich vom seewärtigsten Brechpunkt der Wellen des Seeganges bis zum höchsten Wellenaufwurf am Strand erstreckt, sind schnelle und gelegentlich sogar spektakuläre Änderungen von Strandform und Strandprofil.

Die Brandungszone kann in drei Transportzonen unterteilt werden:

1. Primäre (seewärtige) Hauptbrecherzone, als der Bereich, in dem alle Wellen im Seegang, die die Grenzsteilheit (Brecherkriterium) erreichen, brechen.
2. Zone der gebrochenen Wellen, vom Aufschlags-(Eintauch-)punkt der brechenden Wellen in die Wasseroberfläche bis zur strandnahen Brecherzone, als Bereich der „Wellenreformation“.
3. Sekundäre (strandnahe) Brecherzone bis zum höchsten Punkt des Wellenaufwurfes („swash zone“). Die Strömungsvorgänge in diesem Bereich unterscheiden sich stark von denen in der übrigen Brandungszone. Der Sedimenttransport hängt hier von den Sementeigenschaften (Korngröße, spezifisches Gewicht etc.), der borenartig auflaufenden Wasserfront („run-up bore“) und der lokalen Strandneigung ab.

Gewöhnlich wird im Schrifttum, wie schon erwähnt, zwischen Transport in Suspension und an der Sohle unterschieden. Da das Sediment aber hauptsächlich durch Makroturbulenzen, Groß- und Kleinwirbel in Suspension versetzt wird, hat diese Unterscheidung in der

Brandungszone nur eine begrenzte physikalische Bedeutung, mit Ausnahme bei schwachem Seegang über einer ebenen Sohle, an der sich eine dünne Schicht von mobilisiertem Sediment ausbildet. Der Netto-Sedimenttransport aus der Wellenbewegung und deren Dissipation ergibt sich aus der Advektion eines Korn-Wasser-Gemisches durch das Aufsummieren (über die ganze Wassertiefe) der lokalen Produkte von mittlerer Konzentration und mittlerer Nettogeschwindigkeit. Die Konzentrationsverteilung über die Wassertiefe kann gewöhnlich in die Segmente Mobilisierungs-, Suspensions- und Diffusionsschicht eingeteilt werden. Die Stärke der mobilisierten Schicht bei „Sheet-Flow“-Verhältnissen („Schichtenströmung“, s. Abschn. 6.5) liegt in der Größenordnung von 10 mm, so dass der Fehler, der sich bei Berechnungen durch Vernachlässigung dieser Schicht in der Brandungszone ergibt, relativ gering ist. Wenn in diesem Fall die Konzentrationsverteilung von der Suspensions- oder Diffusionsschicht (abhängig von der Lokation) einfach bis zur Sohle extrapoliert wird, sind die Unterschiede der Transportmengen im Vergleich zur Berücksichtigung der Konzentration in der dünnen Schicht gegenüber anderen Fehlerquellen klein. Die Bestimmung der Größenordnung des Transportes in der Brandungszone, wo der größte Anteil stattfindet, ist schwierig. Schwieriger sind aber die Probleme, wenn die Strömungen in der Brandungszone, die den größten Teil der Transportes verursachen, größenordnungsmäßig beschrieben werden sollen.

Ein weiteres Problem stellt zudem die Erfassung der Sedimenttransporte, die in land- und seewärtiger Richtung transportiert werden, dar. Nahe der Brecherlinie, wo die Wellen sich der Form von Einzelwellen („solitary waves“) annähern, sind die Unterschiede zwischen den landwärtigen und seewärtigen Geschwindigkeiten beträchtlich und stark von der Porosität des Sedimentes abhängig. Die transportierte Sandmenge, die unterstützt durch den Brechervorgang mit der landwärtigen Geschwindigkeit bewegt wird, ist größer als die, die bei der Strömungsumkehr transportiert wird. Unabhängig davon bilden sich an einem Unterwasserstrand auch noch stark seewärts gerichtete Rippströmungen aus, durch die Sedimente seewärts transportiert werden.

Aus vorgenannten Gründen ist eine exakte Lösung zur Berechnung des Sedimenttransportes in der Brandungszone auch in nächster Zukunft nicht zu erwarten.

Zwischen der umgewandelten Seegangsenergie und dem Sedimenttransport besteht ein funktionaler Zusammenhang. In funktionaler Form kann die Transportrate  $q$  aus dem Produkt von Sedimentkonzentration  $C$  und Transportgeschwindigkeit  $V$ , bezogen auf die Schichtdicke  $d_b$ , berechnet werden; sie stellt eine vektorielle Größe dar. Das Integral über die Zeit und die Wassertiefe ergibt den Sedimenttransport  $Q$ .

$$Q = \int_0^t \int_0^h (C \cdot V) dh dt. \quad (6.1)$$

Die transportierte Sedimentmenge setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der größte Anteil, gewöhnlich mehr als 90 %, wird in Suspension transportiert, kann bei schwachem Seegang aber auch fast auf Null gehen. Der Rest besteht aus dem sohlennahen Transport, bei dem die Sedimente unmittelbar auf der Sohle und dicht darüber in der Grenzschicht in rollenden oder springenden Bewegungsformen transportiert werden. Der Sedimenttransport an einer Küste lässt sich aufgrund seines vektoriellen Charakters aufteilen in:

- Küstenquertransport („on-/offshore transport“) und
- Küstenlängstransport („longshore transport“).

Der Küstenquertransport verursacht kurzfristige morphologische Umlagerungen von Sedimenten. Der Küstenlängstransport bewirkt dagegen die langfristigen morphologischen Veränderungen an einer Küste.

## 6.2 Charakteristika von Küstensystemen

Die möglichen Ursachen der Stranderosion und des Sedimenttransportes lassen sich mit den verschiedenen Typen von vorherrschenden Küstensystemen, wie folgt, verknüpfen:

1. Geschlossene Sandsysteme sind morphologische Einheiten, in denen der Sand mit dem Seegang hin und her pendelt, ohne aber das System in nennenswerten Mengen zu verlassen. Verluste beziehen sich hauptsächlich auf das feine Sediment, dass eine Trübungsfracht („wash load“ oder „turbidity“) verursacht. In einem geschlossenen System kann der Strand erodieren oder akkumulieren in Abhängigkeit vom Wellenklima; er kann im Langzeitverhalten aber als stabil betrachtet werden. Ein typisches System sind die Halbmondbuchten („pocket beaches“), die gewöhnlich durch vorspringende Felsvorsprünge („headlands“) begrenzt werden und sich seewärts bis in tiefes Wasser erstrecken.
2. Offene Sandsysteme existieren an Inseln, die nicht Teil eines großräumigen Transportbandes sind, wie z. B. die Ostfriesischen Inseln („barrier islands“). Sand, der durch den Küstenlängstransport zu den Enden der Insel gelangt, wird nahezu völlig das System verlassen. Ein Beispiel ist die Westküste der Insel Sylt, an deren Enden der Sand in die Tiderrinnen gelangt und dort in einem Winkel von etwa 45° zur Küstenlinie von der Insel wegtransportiert wird. Nur wenig Sand gelangt an die Strände zurück. Der mittlere jährliche Verlust liegt dort bei mehr als 1,0 Mio. m<sup>3</sup>. Da die Küstenlinie schneller erodiert als der Bereich bis zum Inselsockel (etwa NN -10 m), wird der Eindruck einer weiten Brandungszone erweckt.
3. Durchgehende Sandsysteme („throughflow systems“) sind Abschnitte einer langen Küstenstrecke, in denen sich im langjährigen Mittel die einlaufenden Sandmengen mit denen, die die Trennlinien zu den Nachbarabschnitten durchlaufen, die Balance halten. Jedoch kann ein lokaler Sturm, der einen nennenswerten seewärtigen Küstenquertransport verursacht, dieses Gleichgewicht stören. In solchen Fällen ist das Unterwasserstrandprofil nicht im Gleichgewicht zu den normalen, täglichen Seegangsbedingungen. Folglich wird mehr Sand mobilisiert, der dann durch die Küstenlängsströmung eher aus der Region transportiert als auf den Strand zurück verfrachtet wird, d. h. als eine sich längs des Strandes bewegende Sandwelle. Wenn dann solche Sandwellen über Jahre hinaus nicht aus entgegengesetzter Richtung ankommen, bedeutet dies, dass die Region unter Erosion leidet.
4. Sandarme Küsten („sand-deficient coasts“) unterliegen gewöhnlich der Erosion infolge einer allgemein unzureichenden Sandversorgung. Dies kann natürlichen Ursprungs sein, aber auch durch menschliche Eingriffe bedingt sein, z. B. durch Sandentnahme aus Strand- oder Flussgebieten („mining“), Dammbauten in Flüssen oder auch durch Unterbrechung des Küstenlängstransportes (Buhnen, vorgelagerte Wellenbrecher etc.).
5. Sandwellen (Platen) im Küstenvorfeld von Riffinseln („barrier islands“), wozu auch die Ostfriesischen Inseln zählen, sind als großräumige Transportkörper von Sedimenten im Längstransport bekannt und können zum Teil auch eine Wanderung von Erosionsspitzen entlang eines Küstenbereiches verursachen. An den Ostfriesischen Inseln, wie z. B. auf Juist, Norderney, Baltrum und Langeoog, landen die Platen als Band einer großräumigen Sandbewegung von West nach Ost in unregelmäßigen Zeiträumen von Jahrzehnten an und führen zu einem vorübergehenden Sanddargebot für die Inseln (vgl. z. B. ERCHINGER, 1986).

## 6.3 Merkmale und Eigenschaften einer sandigen Küste

Der Sandstrand ist eine Naturform, die sich laufend dem Seegang anpasst. Bei unverändertem Seegang und Wasserspiegel bildet sich eine konstante Unterwasserprofilform aus. Auf diesem Gleichgewichtsprofil findet kein Quertransport des Strandmaterials statt. Da sich jedoch der Seegang und meistens auch noch der Wasserspiegel laufend ändert, wird ein Gleichgewichtsprofil in der Natur nur selten erreicht, aber das Profil wird laufend diesem Zustand zustreben. Die Form des Unterwasserprofils hängt von dem Seegang ab. Bei verhältnismäßig steilen Wellen, wie z. B. lokalen Windwellen und Strandmaterial aus Feinsand, wird sich ein Unterwasserstrand ausbilden, auf dem die Wellen als Schwallbrecher über mehrere Wellenlängen ausbranden. Die Energieumwandlung des Seeganges erfolgt nahezu gleichmäßig über die Brandungszone verteilt.

Wenn flache Wellen (Dünung) auf ein steileres Profil auflaufen, entstehen Sturzbrecher. Zugleich bildet sich gewöhnlich dadurch auch eine Riff-Rinne-Form des Unterwasserstrandes. Die Energieumwandlung ist stark an der Brecherlinie konzentriert. Die sich nach dem Brechen reformierenden Wellen erreichen eine Wellenhöhe von etwa 40 % der Wassertiefe, allgemein weniger als die halbe Brecherhöhe, d. h. eine Reduktion auf weniger als 25 % der Wellenenergie.

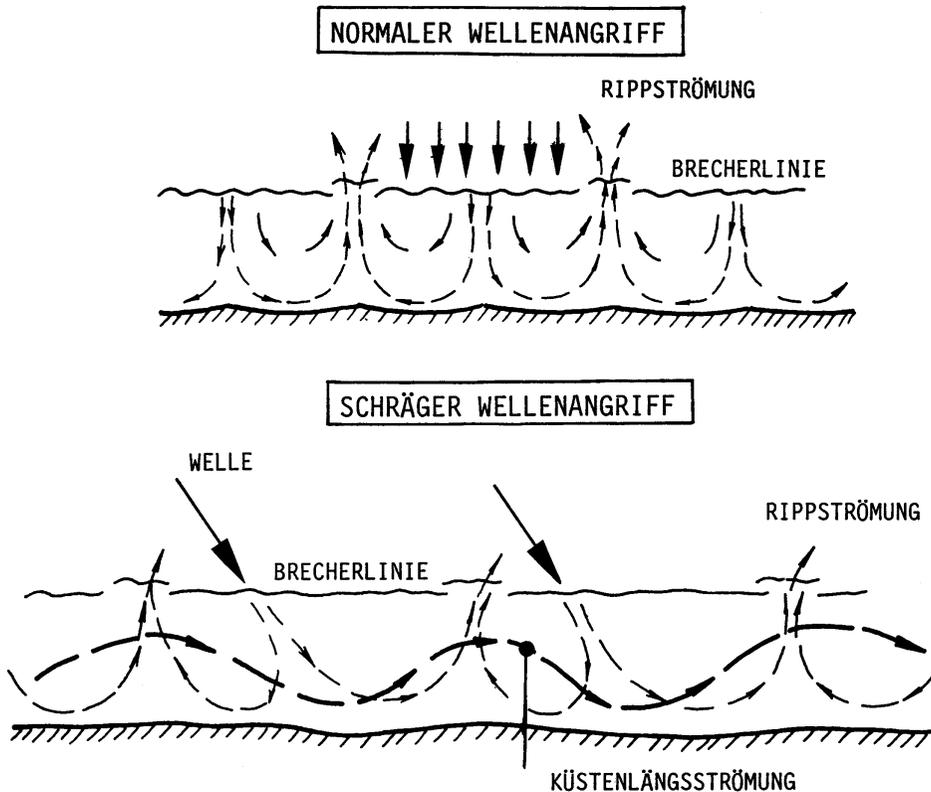


Abb. A 6.1: Ausbildung (schematisch) einer symmetrischen Zellenstruktur der Strömung sowie einer Rippströmung bei küstennormaler Wellenanlaufung (oben), mäandrierender Küstenlängsströmung sowie Rippströmung bei schräger Wellenanlaufung (unten).

Ein natürliches Riff, das sich infolge veränderlichen Seegangs und Wasserstandes formt, ist ein sehr dynamisches Gebilde, dessen Lage und Form sich mit dem Seegang laufend ändern. Hinsichtlich der Strömungen wurde hierzu eine Verknüpfung mit der Richtung des Seeganges vorgenommen. Danach führen normal zur Küstenlinie über das Riff anlaufende Wellen in der Brandungszone zu einer symmetrischen Zellenstruktur der Strömungen mit starken Rippströmen und damit verbundenen Sedimenttransporten (Abb. A 6.1). Der Südtteil der Insel Sylt ist dieser Riffstruktur ähnlich, da hier der mittlere jährliche Energiefluss nahezu senkrecht auf die Küstenlinie trifft. Vor Rantum wurden Rippströmungen bei Wellenhöhen von  $H_{mo} \geq 2$  m in der Größenordnung von mehr als 2 m/s gemessen (DETTE u. SPINGAT, 1995). Mit zunehmendem Winkel zwischen Anlaufrichtung und Küstennormaler wird sich eine asymmetrische Struktur entwickeln. Die Rippströme sind schwächer und verlaufen etwa senkrecht zur Wellenanlaufrichtung. Es entsteht eine in der Brandungszone mäandrierende küstenparallele Strömung (Abb. A 6.1). Diese Charakteristik ist deutlich am Verlauf der Tiefenlinien in der Nordhälfte von Sylt zu erkennen.

Da hier der Küstenlinienverlauf zur Südhälfte um mehr als  $20^\circ$  nach Nordost verschwenkt ist, ergibt sich ein relativ größerer Winkel zwischen der küstennormalen und der resultierenden Anlaufrichtung als für die Südhälfte. Bei noch größerem Anlaufwinkel werden die Rippströme nahezu gänzlich verschwinden, und die küstenparallele Strömung kann dann beachtliche Geschwindigkeiten erreichen und große Mengen von Sand transportieren. Abb. A 6.2 veranschaulicht drei charakteristische Riff-Rinnen-Strukturen an der Westküste Sylts, die von der mittleren längerfristigen Anlaufrichtung des resultierenden Energieflusses geprägt sind.

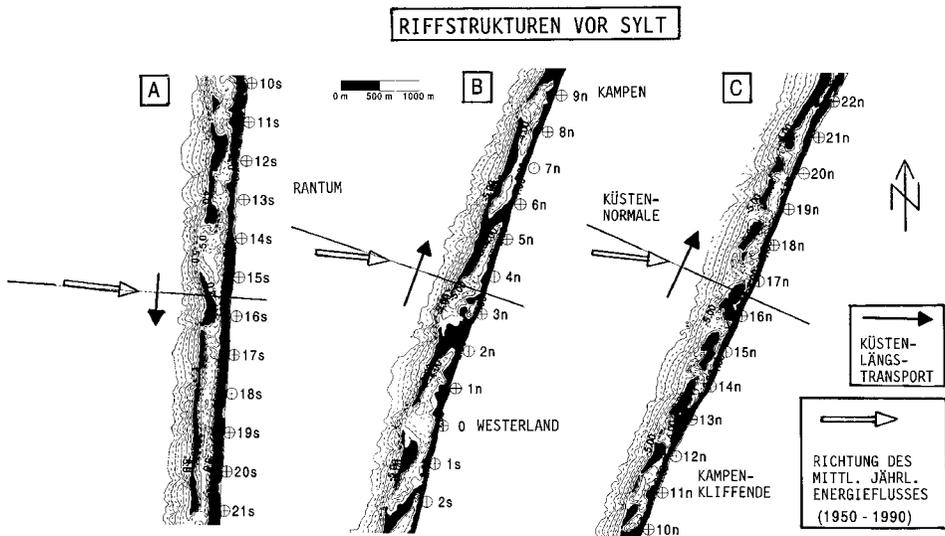


Abb. A 6.2: Typische Riff-Rinnen-Strukturen an der Westküste von Sylt, geprägt von der Richtung des mittleren längerfristigen resultierenden Energieflusses (hier: 1950–1990, Vermessung 1992 durch das ALR Husum) auf die Küste, A (Südhälfte), B (Inselmitte) und C (Nordhälfte)

## 6.4 Kriterien für Erosion oder Akkumulation an einer Küste

Die Morphologie der Brandungszone ist von den charakteristischen Eigenschaften des Seeganges und des Strandmaterials geprägt. Die vorherrschende Rolle ist dem Energiefluss des Seeganges zuzuordnen, der als eine Vektorgroße im Strandbereich in die küstenparallele und küstennormale Komponente aufgeteilt werden kann. Die Anlaufrichtung ist für die Strömungsstruktur in der Brandungszone maßgebend. Auf einem Profil, das nicht mit dem Seegang im Gleichgewicht steht, wird das Sediment querverlagert, wobei der Transport seewärts, landwärts oder auch in beide Richtungen erfolgen kann. Der seewärtige Transport ist mit steilen Wellen verbunden und führt zum Sturm- bzw. Winter- oder Erosionsprofil. Der landwärtige Transport führt zum Sommerprofil.

Eine grobe Einteilung lässt sich wie folgt angeben:

- Sommerprofil:  $H_o/L_o < 0,025$
- Winterprofil:  $H_o/L_o > 0,025$ .

KRAUS et al. (1991) haben die Trennlinie für die maßgebenden Transportrichtungen mit Hilfe von Natur- und Labordaten als

$$H_o/w \cdot T = 22900 \left( w / \sqrt{g \cdot H_o} \right)^2 \quad (6.2)$$

definiert, worin  $H_o$  die Wellenhöhe im Tiefwasser,  $T$  die Wellenperiode und  $w$  die Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes bezeichnen. Auf Abb. A 6.3 sind Naturmessdaten auf der Grundlage der signifikanten Wellenhöhe  $H_{os}$  im Tiefwasser in der Form  $H_{os}/w \cdot T$  gegen  $w/(g \cdot H_{os})^{1/2}$  aufgetragen. Darin sind zur Veranschaulichung für realistische Wellenparameter ( $0,5 \text{ m} \leq H_{os} \leq 2,0 \text{ m}$  sowie  $4 \text{ s} < T \leq 10 \text{ s}$ ) die zugehörigen Bereiche für ausgewählte Korngrößen  $d_{50} = 0,13 \text{ mm}$  (Fein-),  $0,3 \text{ mm}$  (Mittel-) und  $1,5 \text{ mm}$  (Grobsand) beispielhaft eingezeichnet. Der Feinsand, der bei den genannten Parametern zu Erosion führt, würde aber auch auflanden, z. B. bei Dünung mit Seegang von  $H_{os} = 0,1 \text{ m}$  und  $T = 10 \text{ s}$  ( $H_{os} / w \cdot T = 1$ ,  $w / \sqrt{g \cdot H_{os}} \approx 0,01$ ). Bezogen auf eine andere Abhängigkeit, hier die Wellensteilheit, wurde die Beziehung

$$\bar{H}_o/L_o = 0,00070 (\bar{H}_o / w \cdot T)^3 \quad (6.3)$$

aufgestellt, wobei  $\bar{H}_o$  die mittlere Wellenhöhe im Tiefwasser bedeutet und der empirische Parameter  $M = 0,00070$  über visuelle Anpassung der Daten bestimmt wurde. Bei Verwendung der signifikanten Wellenhöhe  $H_{os}$  anstelle von  $\bar{H}_o$  ändert sich der empirische Faktor auf  $M = 0,00027$ . Er ergibt sich durch Multiplikation von  $0,00070$  mit  $(0,626)^2$ , wobei die Beziehung von  $H_o = 0,626 H_{os}$  für RAYLEIGH-verteilte Wellen zugrunde gelegt wurde.

Die Gleichung (6.2) kann in

$$w = 0,0352 (gH_o^2 / T)^{1/3} = 0,08119 (H_o/L_o)^{1/6} \cdot H_o^{1/2} \quad (6.4)$$

umgeformt werden. Ein geringerer  $w$ -Wert des lokal vorhandenen Sandes, als der, der sich aus Gl. 4 ergibt, verdeutlicht eine Erosion und ein größerer  $w$ -Wert eine Anlandung, wobei in beiden Versionen  $w$  von der Dichte und der Form des Kornes abhängig ist. Die zweite Form zeigt, dass die Wellensteilheit nur als 1/6tel Potenz wirkt (vgl. Gl. 6.5 u. 6.6).

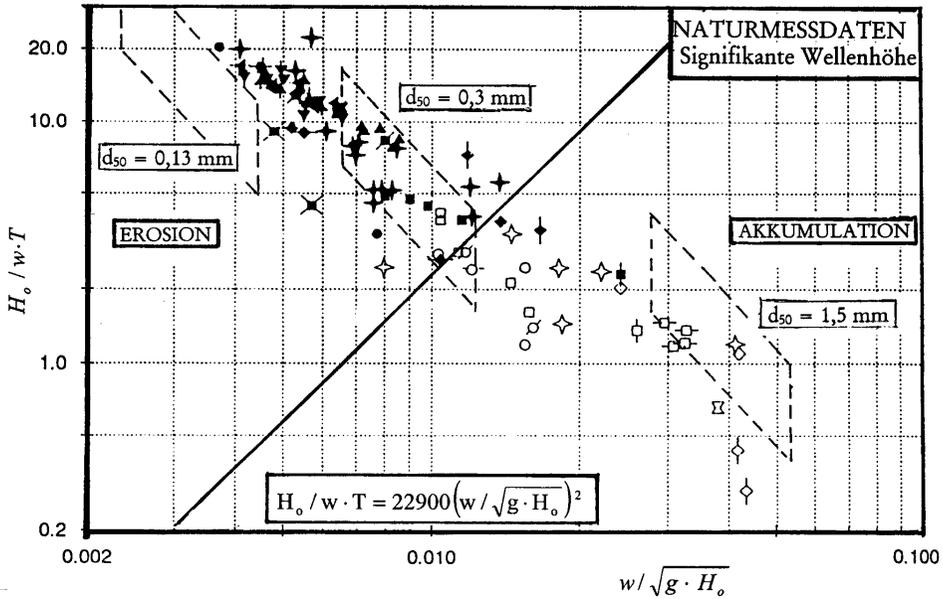


Abb. A 6.3: Kriterien für Erosion und Akkumulation; hier Darstellung von Naturmessdaten als  $H_{0s}/w \cdot T$  in Abhängigkeit von  $w/(g \cdot H_{0s})^{1/2}$ . Die Bereiche, begrenzt durch  $4 \leq T \leq 10$  s;  $0,5 \leq H_{0s} \leq 2,0$  m sind für Korngrößen 0,13 mm, 0,3 mm und 1,5 mm zur Veranschaulichung eingezeichnet (KRAUS et al., 1991).

### 6.5 Bewegungsbeginn von Sedimenten und Sohlformen

Die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn von Quarzsand im Seewasser bei 15 °C ist nach KOMAR u. MILLER (1974) für  $d_{50} \leq 0,5$  mm näherungsweise

$$u_{mc} = 0,337 (g^2 \cdot T \cdot d)^{1/3} \quad (6.5)$$

oder nach DINGLER (1979) für den Korngrößenbereich  $0,18 \text{ mm} < d_{50} < 1,454 \text{ mm}$

$$u_{mc} = 5,1 (T \cdot d)^{1/2} \quad (6.6)$$

worin die Korngröße in m eingesetzt ist.

Die Transportrichtung ist auch eine Funktion der maximalen Orbitalgeschwindigkeit,  $u_m$ , an der Sohle unter dem Wellenkamm und Wellental sowie deren Verhältnis zur kritischen Geschwindigkeit  $u_c$  des Bewegungsbeginns des Sediments bei gegebener Orbitalgeschwindigkeit und Turbulenzintensität. Wenn das Verhältnis unter dem Wellental  $u_m/u_c = u_{rt} > 1$  ist, wird der Nettotransport seewärts sein und landwärts, wenn  $u_{rt} < 1$  ist. Labordaten deuten auf seewärtigen Transport (Erosion) bei  $u_{rt} > 2$  hin, unabhängig von dem Verhältnis unter dem Wellenkamm  $u_{rc}$ .

Von CLIFTON u. DINGLER (1984 in RAUDKIVI, 1990) wurde der Ansatz, den DINGLER (1979) entwickelte, graphisch aufgetragen.

Abb. A 6.4 zeigt die maximale Orbitalgeschwindigkeit  $u_m$  an der Sohle in Abhängigkeit von der Korngröße  $d$ , zusätzlich sind die Bereiche: keine Bewegung, Bewegung auf der Riffelsohle (aufgegliedert in den Periodenbereich  $T = 1$  s bis 15 s) sowie Sheet-Flow gekennzeichnet. Daraus kann entnommen werden, dass z. B. für  $d = 0,2$  mm und  $T = 6$  s sich ein  $u_{mc} = 0,17$  m/s ergibt. Um festzustellen, von welchen Wellenhöhen dieser Wert für eine vorgegebene Wassertiefe überschritten wird, kann außerhalb der Brandungszone die lineare Wellentheorie, die für die Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle zufriedenstellende Ergebnisse liefert, herangezogen werden. Sie führt zu:

$$u_{mc} = \frac{\pi \cdot H}{T} \cdot \frac{1}{\sinh(2\pi/L) \cdot h} \tag{6.7}$$

und erlaubt die überschlägliche Ermittlung der zugehörigen kritischen Wellenhöhe  $H$  für Bewegungsbeginn. Die lokale Wellenlänge kann aus

$$g \cdot k/\omega^2 = [\tanh(\omega^2 \cdot h/g^{3/4})]^{-2/3} \tag{6.8}$$

ermittelt werden (FENTON u. MCKEE, 1990) worin  $k = 2\pi/L$ ,  $\omega = 2\pi/T$  bezeichnen und die Periode  $T$  als bekannt anzunehmen ist. Die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn wird bei Wellen mit  $T = 6$  s Periode in einer Wassertiefe von 10 m bei Wellenhöhen von  $H_0 = 0,55$  m und in 20 m Wassertiefe von  $H_0 = 1,63$  m erreicht. Folglich kann das Sediment über große Flächen des Meeresbodens bewegt werden.

In der Brandungszone ist die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn nur bedingt ermittelbar, da der Wert auch von der lokalen Turbulenzintensität infolge Umwandlung der Wellenenergie abhängig ist. Die kritische Geschwindigkeit wird bei anwachsender Turbulenzenergie abnehmen.

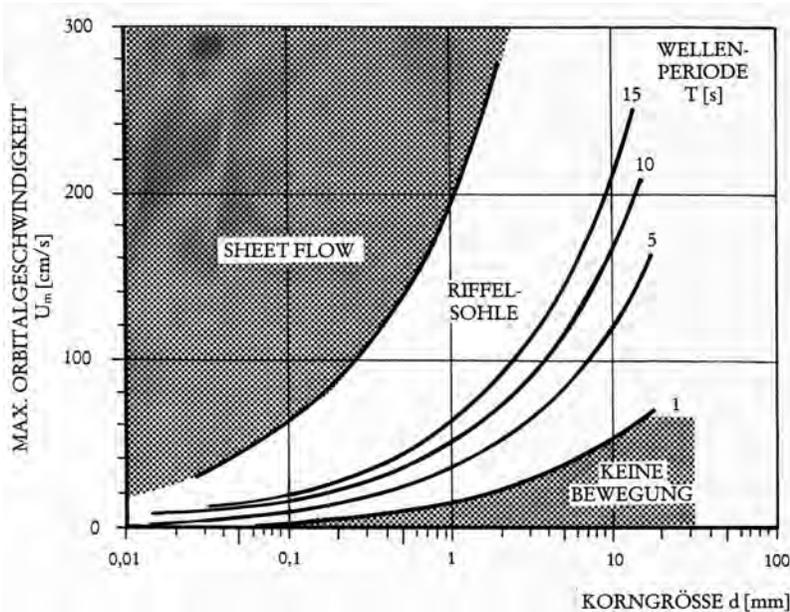


Abb. A 6.4: Schwellenwerte der Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle  $u_m$  für Kornbewegungszustände und „Sheet-Flow“ von Quarzsand nach CLIFTON u. DINGLER (1984 in RAUDKIVI, 1990)

Die Transporte seewärts aus der Brandungszone heraus entstehen aus den geringen Unterschieden in den viel größeren Transportmengen unter Wellenberg und Wellental (kleine Differenzen großer Zahlen). Jedoch über einer riffelbedeckten Sohle kann diese Differenz sogar zu einem Transport in entgegengesetzter Richtung zu der des Massentransportes durch Wellen führen. Die Berechnung solcher Transporte ist als ungenau einzustufen, und es ist anzumerken, dass die seewärtigen Transporte messbar auch nur das Langzeitverhalten eines Küstenbereiches beeinflussen.

Die Bedingungen für den Bewegungsbeginn beziehen sich, wie erörtert, auf die Spitzengeschwindigkeit an der Sohle, die eine Funktion von Wellenperiode, Wellenhöhe und Wassertiefe ist. Daher findet Bewegung von Sandkörnern innerhalb einer Welle nur kurzzeitig unter dem Wellenberg und unter dem Wellental statt. Die Beweglichkeit der Körner wird außer von deren Größe auch noch von deren Herausragen aus dem Bett beeinflusst. Daher kann ein großes Korn an der Oberfläche durchaus einen sehr geringen Schwellenwert der Geschwindigkeit aufweisen.

Wenn vorausberechnete Schwellenwerte des Bewegungsbeginns verglichen werden, ist nach RAUDKIVI (1990) zu berücksichtigen, dass sich  $u_m$ -Werte an der Sohle in der Natur unter Wellenbewegung, besonders in der Brandungszone, nicht so einfach definieren lassen, wie es aufgrund der linearen Wellentheorie möglich zu sein scheint. Die Verhältnisse an der Sohle werden maßgeblich von der Rauheit bestimmt. Zudem lässt sich die lineare Wellentheorie in den meisten Untersuchungsgebieten in der Natur nicht anwenden. Selbst Abschätzungen der Geschwindigkeiten auf der Grundlage z. B. der cnoidalen Wellentheorie können wegen der Asymmetrie von winderzeugten Wellen die tatsächlichen Verhältnisse in der Natur nicht repräsentieren. Hinzu kommen weitere Probleme, wenn z. B. ein Wellenspektrum und mehr als eine Wellenrichtung mit einbezogen werden sollen. Als weitere Unwägbarkeiten, insbesondere an flachen Küsten wie z. B. an der Ostseeküste (Probstei), können noch Effekte durch biologische Aktivitäten (Bewuchs) an der Sohle hinzukommen (vgl. z. B. FÜHRBÖTER, 1983). Für überschlägliche Betrachtungen sind die vorgenannten Ansätze aber zu empfehlen.

## 6.6 Energiefluss in die Brandungszone einer Küste

Winddaten stellen eine wichtige Datengrundlage für die Untersuchung von längerfristigen morphologischen Änderungen an einer Küste dar; sie sind vielfach als kontinuierliche Zeitreihen über viele Jahre vorhanden, wobei sie auch kurzzeitige Charakteristika des langzeitigen Windklimas beinhalten. Über eine Korrelation von Winddaten und gleichzeitigen Wellenmessungen lässt sich auf der Grundlage von Winddaten z. B. eine zugehörige synthetische Reihe von Wellenkennwerten, bekannt als Wellenvorhersageverfahren („hind-casting“), generieren. Mit solchen Dateien kann u.a. der jährliche Energiefluss und dessen Richtung an einer Küste berechnet werden. Mittelwerte des Energieflusses aus Langzeitdaten sind die hilfreichsten Kenngrößen, um die langfristige mittlere Belastung einer Küste zu ermitteln, wobei aber immer zu berücksichtigen ist, dass der Energiefluss von Jahr zu Jahr wie auch jahreszeitlich innerhalb des Zeitraumes stark variieren kann.

Die winderzeugten Wellenhöhen an der Küste sind von der Windstärke und Streichlänge (Fetch) abhängig; sie lassen sich für beliebige Küstenpunkte berechnen, deren Anwendung und Entwicklung in SPM (1973, 1977 und 1984) beschrieben ist. Diese Vorhersagemethoden werden in Kapitel A 3.4 eingehend behandelt.

Die wellenerzeugten Energieflüsse  $F$  im Flachwasser ( $h \leq 0,05 L$ ) können über die Gleichung

$$F = E \cdot c_g \quad (6.9)$$

ermittelt werden. Die Energie des Seeganges ergibt nach der linearen Wellentheorie zu

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \quad (6.10)$$

und die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit  $c_g = \frac{1}{2} \cdot c (1 + E)$  im Flachwasser zu

$$c_g = (g \cdot h)^{1/2} \quad (6.11)$$

$$E = 2 \cdot kh / \sinh \cdot 2kh, H. \quad (6.11a)$$

Hier sind  $H$  die Wellenhöhe,  $g$  die Erdbeschleunigung und  $k = 2 \pi/L$ .

Die Wellenhöhe, die den Energiegehalt von spektral verteilten Wellen entspricht, die („root mean square“) Wellenhöhe  $H_{rms}$ , die durch

$$H_s = \sqrt{2} H_{rms} \quad (6.12)$$

mit der signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  verknüpft ist. Wird ein konstanter Brecherindex von  $H/h = 0,78$  angenommen, dann führen Gl. (6.10) und (6.11) zu

$$F = 4,3488 \cdot \rho \cdot H_{rms}^{5/2}. \quad (6.13)$$

Für die Dichte von  $\rho = 1026 \text{ kg/m}^3$  (etwa Nordsee) ergibt sich der Energiefluss in die Brandungszone zu

$$F = 4461,8 \cdot H_{rms}^{5/2}$$

und für die Dichte von  $\rho = 1007 \text{ kg/m}^3$  (etwa Ostsee) zu

$$F = 4379,2 \cdot H_{rms}^{5/2}.$$

Der Energiefluss aus dem Tiefwasserbereich in die Brandungszone wird durch Refraktion und die Wassertiefe beeinflusst. Für die Bestimmung von Richtung und Größe des Energieflusses gibt es mehrere Verfahren, die in Abschn. A 3.4 behandelt werden. Die älteste Methode ist die Methode der Wellenorthogonalen, die als eine graphische wie auch numerische Methode angewandt wird. Als numerische Modelle sind u.a. bekannt:

- Refraktion-Diffraktion-Modelle
- elliptische Refraktion-Diffraktion-Modelle oder
- BOUSSINESQ-Modelle, die die Flachwassergleichungen mit Diffraktion und nicht-linearen Wellenverknüpfungen lösen.

Diese Verfahren sind auf Lösungen von Gitterpunkt („grid“) zu Gitterpunkt aufgebaut. Sie eignen sich am besten für kleine Gebiete, da mit zunehmender Ausdehnung der Fläche der Rechenaufwand rapide anwächst.

Das Verfahren der Orthogonalen, das auf dem SNELLIUS-Gesetz aus der Optik beruht, eignet sich zur vereinfachten Ermittlung der Richtungsänderungen und Shoalingeffekte. Die Methode eignet sich für die Berechnung dieser Effekte, wenn die Tiefenlinien

mehr oder weniger parallel verlaufen, wie sie meistens an alluvialen Küsten vorliegen. Sie führt zu

$$H_b/H_o = K_r K_s = \left[ \frac{1}{2} (c_o/c) (s_o/s) \right]^{1/2} \quad (6.14)$$

worin  $H_b$  und  $H_o$  die Brecherhöhe bzw. die Wellenhöhe im Tiefwasser,  $K_r$  und  $K_s$  die Refraktions- bzw. Shoalingkoeffizienten,  $c$  und  $c_o$  die Wellenfortschrittgeschwindigkeit im Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser und  $s$  und  $s_o$  die Abstände zwischen den Orthogonalen um Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser bezeichnen. Hiermit ergeben sich die mittleren Energieflüsse in die Brandungszone zu

$$F_m = F_{mo} (K_r K_s)^{5/2}. \quad (6.15)$$

Die  $F_m$ -Werte für die Brandungszone lassen sich nach Richtung und Betrag ermitteln. Die küstenparallele Komponente ist dann

$$F_{mp} = F_{mo} \cdot \sin\beta \quad (6.16)$$

wobei  $\beta$  den Winkel zwischen der Wellenanlaufrichtung und der Küstennormalen bezeichnet. Ergebnisse mit dem Orthogonalverfahren wurden solchen aus dem numerischen Modell SWAN (RIS, 1997) gegenübergestellt (vgl. z. B. DETTE et al., 2001).

Obwohl die Wellenanlaufrichtung mit der Methode der Wellenorthogonalen gut ermittelt werden kann, leiden die Refraktionsbilder, wenn sie nur mit einer Ausgangswellenlänge berechnet werden, unter einer Überbetonung der Fokussierungseffekte der Wellenenergie, was an der Bündelung, d. h. dem Zusammenlaufen von Orthogonalen an einzelnen Küstenabschnitten, zu erkennen ist. Dies liegt daran, dass der laterale Energiefluss aus dem Bereich der Wellenenergiekonzentration nicht erfasst wird. Da die Wellenenergie zwischen benachbarten Orthogonalen konstant bleibt, wird eine Bündelung eine starke Zunahme der Wellenhöhe kennzeichnen. In der Natur kommt es nicht zu einer derartigen Bündelung, weil durch den Prozess des lateralen Energieflusses Konzentrationen über einen breiteren Küstenstreifen verteilt werden, ein Vorgang, den das Rechenverfahren nicht berücksichtigt. Gewöhnlich sind die Wellenlängen (Wellenperioden) innerhalb einer Anlaufrichtung spektral verteilt, wodurch die Bündelung räumlich variiert, was einer lateralen Verteilung des Energieflusses entspricht. Durch Überlagerung der Berechnungsergebnisse für einzelne Wellenperioden im Wellenspektrum kann der Effekt berücksichtigt werden. Jedoch sollte die Darstellung der Wellenenergieverteilung, die mit der Orthogonalen Methode gewonnen wird, nicht überinterpretiert sondern hauptsächlich als Indikator für Tendenzen bezüglich der Energieverteilung längs einer Küste gewertet werden.

Im Zusammenhang mit Betrachtungen zum Sedimenttransport sind Refraktionsdarstellungen eines Küstenabschnittes von sekundärer Bedeutung. Der wichtigste Einflussparameter hierzu ist die Anlaufrichtung des Energieflusses in die Brandungszone; diese wiederum lässt sich über die Orthogonalen gut ermitteln. Die küstenparallele Komponente ist dem Sinus des Winkels zwischen der küstennormalen und der Wellenanlaufrichtung proportional, so dass z. B. eine Richtungsänderung von  $10^\circ$  auf  $20^\circ$  die küstenparallele Komponente stark erhöhen und dann das küstenparallele Transportpotential fast verdoppeln wird. Die Variationen des resultierenden Energieflusses in die Brandungszone entlang der Küste sind hingegen im Vergleich zur küstenparallelen Komponente des Energieflusses gering.

Die Ergebnisse, die das numerische Modell SWAN liefert, sind als Pfeildarstellungen nach Richtung und Größe an den einzelnen Gridpunkten gegeben. Diese können rechnerisch

in Orthogonalen umgesetzt werden. Die Ergebnisse leiden häufig unter einem zu großen Glättungseffekt der Unterwassertopographie bei zu großen Abständen zwischen den einzelnen Gridpunkten.

Bei allen Modellen zur Ermittlung der Energieverteilung ist der geringste wünschenswerte Abstand zwischen den Gitternetzknotten die Auflösung, meistens durch die Dichte der Vermessungsdaten, die zugrunde gelegt werden, vorgegeben. Schon bei Abständen der Vermessung von 100 m können ausgeprägte, in der Natur vorhandenen Riffe im Gitternetz verschwinden, so dass schon bei solchen Gegebenheiten, insbesondere an flachen Unterwasserstrandprofilen wie z. B. an der Ostsee, Fokussierungen der Wellenenergie nur stark gedämpft angezeigt werden und solche sich häufig nur erst bei sehr hohen Wellen andeuten.

Durch unterschiedliche Ausrichtungen einer Küste und Streichlängen des Windes aus den einzelnen seegangserzeugenden Richtungen der Windrose sowie in Abhängigkeit von den Unterwasserstrandverhältnissen werden die in Brandungszonen reflektierten Wellen, d. h. die Energieflüsse in Richtung und Größe entlang der Küste, variieren. Dabei kann die Variation der küstenparallelen Komponente des Energieflusses bedeutend größer als die des resultierenden Energieflusses sein (vgl. z. B. DETTE et al., 2001).

## 6.7 Aktive Zone einer Erosionsküste

Das Erosionspotential einer Küste ist hauptsächlich von deren Gestaltung, von der sedimentologischen Beschaffenheit der Region und von dem küstenparallelen Energiefluss als einwirkende Kraft abhängig. An einer typischen Rückgangsküste treten messbare Profiländerungen in der morphologisch aktiven Zone oberhalb einer gewissen Wassertiefe, die vom Wellenklima vorgegeben ist, auf. Unterhalb dieser Tiefe vollziehen sich Änderungen meistens nur sehr langsam und die Änderungen der Höhenlage der Sohle sind gering. Jedoch über längere Zeiträume kann dieser Vorgang zu beachtlichen Erosionen oder Anlandungen führen. Die aktive Zone einer rückgängigen Küste, die an der Ostseeküste als Schorre bezeichnet wird, rotiert gewissermaßen immer um die seewärtige Grenztiefe. Die Neigung der Sohle in der aktiven Zone wird flacher, ihre Breite nimmt zu, und die Neigung an der Wasserlinie wird steiler. Folglich wird die Umwandlung der Wellenenergie mehr und mehr bei alltäglichem Seegang auf eine schmale Brandungszone konzentriert, d. h. zunehmende Energiebelastung pro Flächeneinheit und Erhöhung des Erosionspotentials. (Dies ist auf Abb. A 6.5 schematisch dargestellt.) Durch bauliche Maßnahmen kann der Rückgang der Küste aufgehalten werden, nicht jedoch die Verflachung der Sohlneigung auf der Schorre. Hier kommen nur Sandvorspülungen in Betracht.

Für rechnerische Abschätzungen unterteilt HALLERMEIER (1981) das Küstenprofil in drei Unterwasserzonen parallel zur Küstenlinie (Abb. A 6.6) und unterscheidet zwischen:

1. Litoralzone als küstennahe aktive Zone, in der sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserstrandprofils in beachtlichen Größenordnungen abspielen.
2. Flachwasser-(„Shoal“-)Zone, in der das mittlere jährliche Wellenklima noch einen nennenswerten Sedimenttransport bewirkt.
3. Tiefwasser-(Sublitoral-)Zone, die sich bis in Wassertiefen von 100 m erstreckt und in der auch noch Sediment vom Seegang mobilisiert (s. Bewegungsbeginn) werden kann.

Den Übergang von der Litoral- zur „Shoal“-Zone veranschaulicht Abb. A 6.7 am Beispiel eines typischen Unterwasserstrandes an der Ostsee. Die aktive Zone, die durch die see-

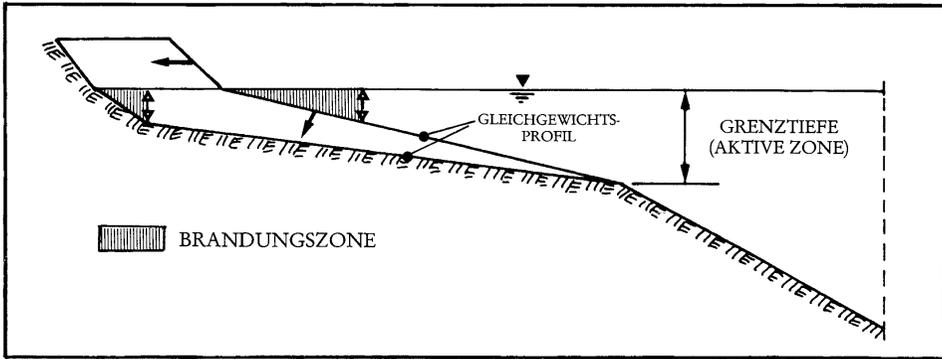


Abb. A 6.5: Veränderung des Unterwasserstrandprofils in der aktiven Zone durch Aufsteilung des Profils an der Wasserlinie (Konzentration der Energiedissipation) als Folge der Festlegung einer rückgängigen Küste durch Bauwerke oder Sandvorspülungen (schematisch)

wärtige Grenztiefe  $d_1$  begrenzt wird, kennzeichnet den Bereich, in dem sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserprofils in zum Teil beachtlichen Größenordnungen abspielen.

Die Größenordnung der morphodynamischen Aktivität (Variabilität) entlang der aktiven Zone des Küstenprofils ist veränderlich, sie hängt für Aussagen und Bewertungen nicht nur von den einwirkenden Randparametern (Seegang, Wasserstand etc.), sondern auch noch von dem in Betracht gezogenen Zeitmaßstab ab. So ist neben der Grenztiefe („closure depth“), die vom Wellenklima bestimmt wird, auch noch die Grenztiefe zu berücksichtigen, die die Zeitabhängigkeit beinhaltet.

Um die Grenziefen an einem Küstenort abzuschätzen, sind Angaben über die mittleren und extremen Seegangsbedingungen und Angaben über die Korngrößen erforderlich. Die mittlere signifikante (z. B. eines Jahres) Wellenhöhe  $H_{sm}$ , deren Standardabweichung  $\sigma$

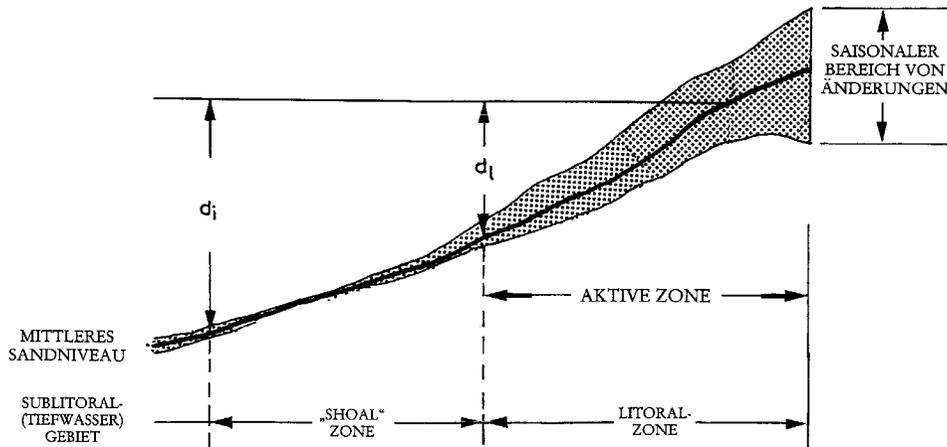


Abb. A 6.6: Aufteilung des Unterwasserprofils im Küstenvorfeld auf der Grundlage von Grenziefen („closure depths“), hier:  $d_1$  als Grenze, bis zu der sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserstrandprofils in beachtlichen Größenordnungen abspielen und  $d_i$  als Grenze, wo das mittlere jährliche Wellenklima noch eine Sedimentbewegung bewirkt (HALLERMEIER, 1981)

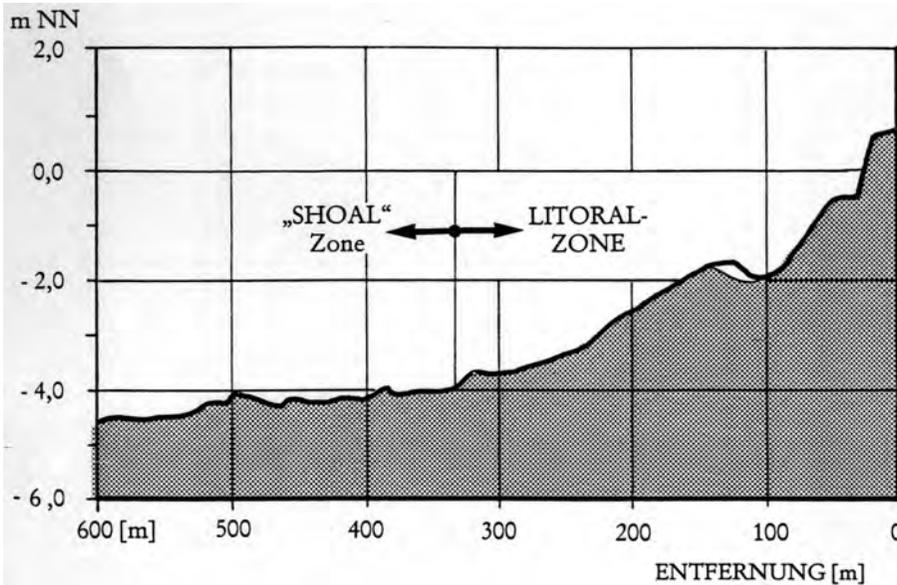


Abb. A 6.7: Veranschaulichung des Überganges von der Litoral- zur „Shoal“-Zone (Grenztiefe  $d_i$ ) am Beispiel eines Unterwasserstrandprofils der Ostsee

und die mittlere signifikante Wellenperiode  $T_{sm}$  werden von HALLERMEIER (1981) für ausreichend erachtet, um die notwendigen Angaben für typische mittlere und extreme Wellenbedingungen mit gewissen Annahmen zu erhalten. THOMPSON u. HARRIS (1972) ermittelten aus einer modifizierten Exponentialverteilung die extreme Wellenhöhe  $H_{se}$ , die kumulativ 12 Stunden im Jahr überschritten wird, zu:

$$H_{se} = H_{sm} + 5,6 \sigma \quad (6.17)$$

und die jährliche mittlere Wellenhöhe  $H_m$  zu:

$$H_m = H_{sm} - 0,3 \sigma. \quad (6.18)$$

Diese Beziehungen bestätigten sich als konsistent zu gemessenen kumulativen Wellenhöhen über die Dauer eines ganzen Jahres.

Mit den vorgenannten Beziehungen und der Angabe eines Korndurchmessers werden die beiden Grenztiefen von HALLERMEIER (1981) wie folgt angegeben:

$$d_i \approx 2 \cdot H_{sm} + 11 \sigma \quad (6.19)$$

für die Grenztiefe der aktiven Zone (Übergang Litoral- zu „Shoal“-Zone) und

$$d_i \approx (H_{sm} - 0,3 \sigma) T_{sm} (g / 5000 \cdot d_{50})^{1/2} \quad (6.20)$$

für die seewärtige Grenztiefe, bis zu der der mittlere jährliche Seegang noch einen Sedimenttransport hervorruft.

Wenn keine Datenreihen vorliegen, kann die Standardabweichung als

$$\sigma = 0,62 H_{sm} \quad (6.21)$$

abgeschätzt werden. Damit lässt sich über Gl. (17) die extreme Wellenhöhe eines Jahres zu

$$H_{se} = H_{sm} + 3,47 H_{sm} = 4,47 H_{sm} \quad (6.22)$$

abschätzen.

NICHOLLS et al. (1996) haben mit Naturdaten von der Forschungsstelle DUCK in South Carolina, USA, gezeigt, dass die über Gl. 6.19 berechnete Grenztiefe für kürzere Zeiträume den Grenzbereich der aktiven Zone relativ gut beschreibt, wohingegen mit Bezug auf größere Zeiträume die Grenztiefe überschätzt wird, wenn diesbezügliche Messwerte zugrunde gelegt werden.

Gestützt auf Naturmessdaten schlägt BIRKEMEIER (1985) folgende vereinfachte Beziehung für die Bestimmung der Grenztiefe für die aktive Zone vor:

$$d_1 = 1,57 H_{se}. \quad (6.23)$$

Um die Näherungsgleichungen auf Plausibilität zu überprüfen, wird als Anwendungsbeispiel die Fischlandküste/Ostsee gewählt und der mittlere jährliche Energiefluss in die Brandungszone dieser Küste zugrunde gelegt. Auf der Grundlage von Langzeitwinddaten (1948–1984) beträgt der mittlere jährliche Energiefluss  $F = \text{rd. } 4000 \text{ kWh/m}$  bzw.  $440 \text{ W/m}$  (DETTE, 2000). Über die Beziehung  $F = 4379,2 H_{rms}^{5/2}$  (Gl. 6.13) und  $H_s = \sqrt{2} H_{rms}$  (Gl. 6.12) entsprechen dem Energiefluss rechnerisch folgende Wellenkennwerte:  $H_{rms} = 0,4 \text{ m}$ ,  $H_{sm} = 0,564 \text{ m}$ ,  $\sigma = 0,35 \text{ m}$  und  $H_{se} = 2,52 \text{ m}$  (Gl. 6.22).

Der Ansatz von HALLERMEIER liefert  $d_1 = 4,98 \text{ m}$  (Gl. 6.19) als Grenztiefe der aktiven Zone, nach BIRKEMEIER ergibt sich  $d_1 = 3,96 \text{ m}$  (Gl. 6.23). Dieses Untersuchungsergebnis bestätigt den Hinweis von NICHOLLS et al. (1996), dass der HALLERMEIER-Ansatz die Grenztiefe überschätzt. An der Fischlandküste erstreckt sich danach die aktive Zone größenordnungsmäßig zwischen 4 m und 5 m, wie z. B. die Änderungen von Strandprofilen vor Wustrow (Kkm 175) über einen Zeitraum von nahezu 25 Jahren (1974 bis 1997) belegen. Am Beispiel eines Profils (Abb. A 6.8) ist ersichtlich, dass die rechnerische Größenordnung der Grenztiefe gut mit den Messdaten übereinstimmt. Auf dem Profil sind deutliche Umlagerungen im strandnahen Bereich in Uferentfernungen bis zu rd. 300 m zu erkennen, d. h. dass nennenswerte Profiländerungen bereits in einer Tiefe von 4 m abklingen.

Die Grenztiefe für die Sedimentbewegung, d. h. der Übergang von der Flachwasser- („Shoal“-)Zone ins Tiefwassergebiet, lässt sich aus Gl. 20 überschläglich berechnen. Für eine Korngröße von  $d_{50} = 0,2 \text{ mm}$ , die für die Fischlandküste als realistisch angenommen werden kann, sowie für den Bereich der Wellenperioden von  $T = 2 \text{ s}$  bis  $T = 8 \text{ s}$  pendelt die Grenztiefe rechnerisch danach zwischen  $2,88 \text{ m} \leq d_1 \leq 11,50 \text{ m}$ . Daraus geht allgemein hervor, dass die Grenztiefe, bis zu der der mittlere Seegang noch einen Sedimenttransport bewirkt, sich bis in Tiefen von über 10 m erstrecken kann. Diese Größenordnung kann ebenfalls als realistisch für die Fischlandküste angesehen werden (DETTE et al., 2001). Wie in Abschn. 6.5 erläutert, kann das Sediment sogar noch in tieferem Wasser in Bewegung gesetzt werden. Dem Zahlenbeispiel für Gl. (6.7) zufolge, beginnt die Bewegung von 0,2 mm Körnern in 20 m Wassertiefe für  $T = 6 \text{ s}$  bei  $H_o = 1,63 \text{ m}$ ; diese Wellenhöhe ist fast 1 m niedriger als die nach Gl. 6.22 errechnete Wellenhöhe  $H_{se} = 2,52 \text{ m}$ .

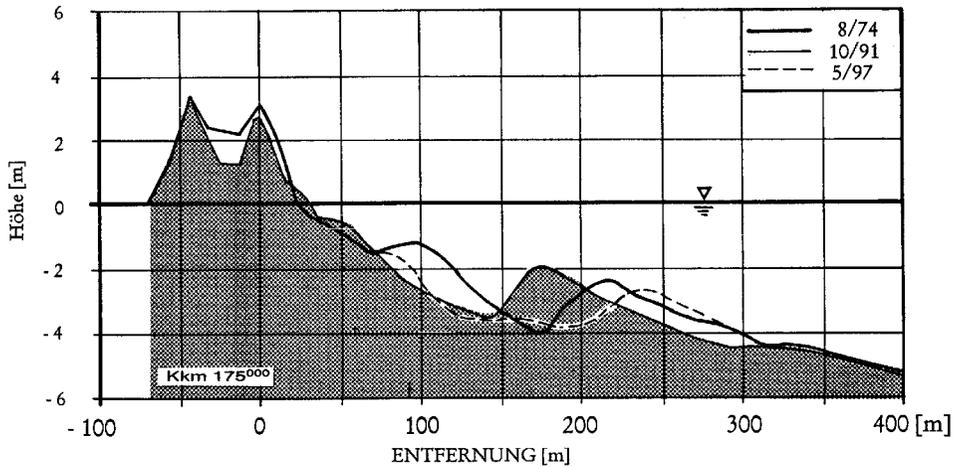


Abb. A 6.8: Überlagerung von Profilaufmaßen über einen Zeitraum von mehr als 20 Jahren (1974–1997) zur Veranschaulichung der aktiven Zone im Bereich der Fischlandküste (DETTE et al., 2001)

## 6.8 Küstenlängstransportpotential

Die Behandlung ist hier auf eine Sandküste beschränkt, an der die Beweglichkeit des Sedimentes nicht durch geologische Strukturen beeinflusst wird. An einer derartigen Küste wird der Sand durch die Orbitalgeschwindigkeit und durch die wellenerzeugte Turbulenz mobilisiert und durch die lokal vorhandenen Strömungen als Sand-Wassergemisch advektiert. Eine Quantifizierung des Transportes erfordert die Quantifizierung der mobilisierten Sandmenge und der lokalen Strömung. Die Mobilisierung ändert sich mit dem Seegang und der Wassertiefe. An der seewärtigen Grenze setzt die Mobilisierung mit dem Rollen der Körner ein und geht dann mit zunehmenden hydraulischen Kräften in eine Schicht von suspendiertem Sand über. In der Brandungszone ist die Suspension von der Umwandlung der Wellenenergie abhängig und kann unter Sturzbrechern nahezu gleichmäßig über die Tiefe verteilt sein (RAUDKIVI u. DETTE, 1991 und 1993).

Als Vereinfachung wird vielfach der Transport in Bodenfracht und suspendierte Fracht aufgeteilt. Die Bodenfracht wird nur bei geringen Transportraten, d. h. Schönwetterlagen, wenn nur geringe Mengen suspendiert sind, einen bedeutenden Anteil am Gesamttransport darstellen. Bei stärkerem Seegang wird diese hingegen minimal sein, da dann der Transport in Suspension die Transportmenge beherrscht, die mit der Strömungsgeschwindigkeit bewegt wird. Der Anteil der Bodenfracht kann dann auf wenige Prozente abfallen.

Bei Betrachtungen zu den Transportvorgängen wird der Transport gewöhnlich in küstenparallele und küstennormale Transporte aufgeteilt.

Die Berechnung des küstenparallelen Transportes wird entweder

- mithilfe einer Transportformel, die aus der Mechanik des Sedimenttransportes abgeleitet und zusätzlich auf Labordaten gestützt ist,
- oder mit einer empirischen Formel, die an Naturdaten angepasst worden ist, durchgeführt.

Die erste Gruppe beinhaltet zahlreiche Transportformeln, die den Transport in Abhängigkeit von der Sohlschubspannung oder der Energieumwandlung beschreiben. Ansätze der

Sohlschubspannung enthalten z. B. die Formeln nach BIJKER (1968), ENGELUND-HANSEN (1967), ACKERS u. WHITE (1973), VAN RIJN (1984), KAMPHUIS et al. (1986). Die energetischen Ansätze beruhen auf dem BAGNOLD-Modell (BAGNOLD, 1963).

Es ist jedoch zu beachten, dass alle numerischen Modelle im Grunde auch nur als „empirisch“ angesehen werden können. Dies ist z. B. darin begründet, dass es noch nicht möglich ist, die Mobilisierungsrate („pick-up“) des Sedimentes in einer turbulenten Grenzschicht analytisch zu beschreiben. Mit dem derzeitigen Wissensstand ist es möglich, die Struktur der turbulenten Strömung in Mittelwerten zu beschreiben, wie z. B. das Bersten der Turbulenzwirbel, die fegende Bewegung des einströmenden Wassers, die lateralen Abstände der Streifen mit höherer und niedrigerer Geschwindigkeit und die Abstände des Berstens in der Fließrichtung. Wie diese Vorgänge jedoch mit dem Massenaustausch an der Sohle korrelieren, konnte noch nicht quantifiziert werden.

Als Behelf wird daher gewöhnlich die bewegte Sedimentmenge mit der Sohlschubspannung verknüpft und die Verknüpfung durch Labordaten in idealisierten Gerinneströmungen hergestellt. Da sich die Intensität der Turbulenz in einer gleichmäßigen Strömung durch die Sohlschubspannung charakterisieren lässt, ist die Korrelation vertretbar, wobei jedoch zu beachten ist, dass die Struktur der Turbulenz in einer Laborrinne mit der, die in der Natur in einem großen Strom auftritt, nicht vergleichbar ist. In Wirklichkeit kann ein Korn nur von der Schubspannung wie in einer laminaren Strömung bewegt oder nur von der Turbulenz aufgewirbelt werden, wo die Schubspannung einen Nullwert hat (RAUDKIVI, 1998). Für die Brandungszone lässt sich bislang weder die Verteilung der Sohlschubspannung noch die Turbulenzintensität flächenmäßig beschreiben.

In den numerischen Modellen des küstenparallelen Transportes wird die küstenparallele Strömung vorwiegend aufgrund des ‚radiation stress‘-Konzeptes errechnet, mit dem sich die Strömung in einer stetig ansteigenden Brandungszone gut beschreiben lässt. Jedoch werden bei diesem Ansatz im Rinnenbereich eines Riff-Rinnenprofils keine Geschwindigkeiten angezeigt, obwohl Messdaten in der Natur Geschwindigkeiten in der Größenordnung von rd. 60 % des Maximalwertes in der Brandungszone ergeben haben (vgl. z. B. DETTE, 1974). Dieser „strömungsfreie“ Bereich, den der Ansatz liefert, kann daher, wenn die Naturähnlichkeit simuliert werden soll, nur durch eine empirische „Korrektur“ angepasst werden.

Hinzu kommt, dass die Strömung in rechnerischen Ansätzen meistens als ein tiefenintegrierter Wert ermittelt wird und die küstennormalen Strömungen nicht einbezogen werden, mit Ausnahme der 3D-Modelle, die aber für größere Gebiete einen hohen Rechenaufwand erfordern. Auch wäre in Ansätze einzubeziehen, dass küstennormale Strömungen in der Natur gleichzeitig in beiden Richtungen auftreten können, so dass das Sediment auch in beide Richtungen verfrachtet wird. Die Richtung des Nettotransportes ist hingegen von den Eigenschaften des Seeganges abhängig.

Folglich ist zu berücksichtigen, dass die Ergebnisse aus numerischen Modellen nur auf den zugrunde gelegten Annahmen und nicht auf den eigentlichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten beruhen. Selbst wenn es erfahrenen Modellierern gelingt, plausible Ergebnisse zu präsentieren, ist es nur in seltenen Fällen möglich, diese auch auf ihre Richtigkeit hin zu verifizieren, z. B. mit Naturmessdaten. Ergebnisse aus numerischen Simulationen sind für Problemlösungen zweifellos sehr hilfreich, sie müssen aber stets richtig eingeordnet und kritisch hinterfragt werden, d. h. sie dürfen nicht als alleiniges Instrument einer Bewertung genutzt werden.

Von den rein empirischen Ansätzen zur Ermittlung des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials ist die CERC-Formel weltweit am meisten verbreitet. Sie wurde von dem

Corps of Engineers am U.S. Army Coastal Engineering Research Center auf der Grundlage von Naturdaten entwickelt.

Die Formel verbindet empirisch die Masse des transportierten Sandes pro Sekunde unter Wasser mit dem mittleren küstenparallelen Energiefluss. Das Potential des küstenparallelen Transportes  $Q_s$  ist eine Funktion des küstenparallelen Energieflusses  $F_m$  und des Transportbeiwertes  $K$ , der für sandiges Material von der Wellensteilheit und der Unterwasserstrandneigung abhängig ist.

Die größten Variationen der küstenparallelen Komponente des Energieflusses entlang der Küste sind meistens von der Ausrichtung der Küste verursacht, sie haben einen großen Einfluss auf das Verhalten einer Küste.

Die Richtung des Energieflusses wird auch noch durch die Topographie des Meeresbodens, d. h. durch Refraktion beeinflusst, so dass sich selbst bei einem homogenen Windfeld und gradlinigem Verlauf der Küste die Richtungen um mehrere Grad ändern können. Da die küstenparallele Komponente des resultierenden Energieflusses dem Sinus des Winkels zwischen resultierender und der Küstennormalen proportional ist, bewirkt eine Richtungsänderung von z. B.  $\beta = 6^\circ$  auf  $\beta = 8^\circ$ , dass die küstenparallele Komponente des Energieflusses und der küstenparallele Transport sich rechnerisch um 33 % erhöhen. Eine Zunahme oder eine Abnahme der küstenparallelen Komponente des Energieflusses von einem Abschnitt zum anderen wird proportional das küstenparallele Transportpotential und die Geschwindigkeit der küstenparallelen Strömung ändern.

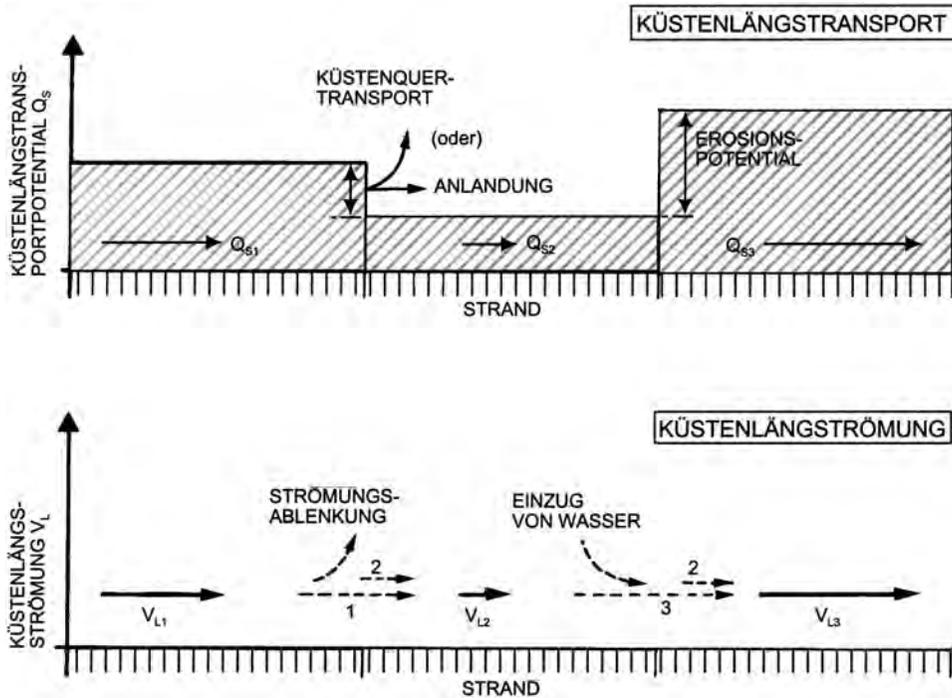


Abb. A 6.9: Schematische Verteilung des Transportpotentials entlang einer Küste infolge Refraktion und Shooling sowie infolge veränderlichen Verlaufs der Küstenlinie. Die Küstenlängsströmung ist der küstenparallelen Komponente des Energieflusses sowie dem Küstenlängstransportpotential proportional

Wo sich an eine Küstenstrecke mit höherem Energiefluss, gleich bedeutend mit einem höheren Transportpotential, ein Abschnitt mit geringerem Energiefluss anschließt, tritt ein Drosselungseffekt auf. Vom physikalischen Verständnis her kann hier nur die Sandmenge diese Strecke küstenparallel durchlaufen, die dem lokalen Energiefluss und dem dazugehörigen Transportpotential entspricht. Der Überschuss muss entweder abgelagert oder küstennormal abtransportiert werden. Gleichfalls muss eine Abbremsung der küstenparallelen Geschwindigkeit zu einer seewärtigen Ablenkung eines Teiles der Strömung führen, wohingegen eine Zunahme der küstenparallelen Geschwindigkeit einen „Einzug“ (Auffüllung) des Wassers von seewärts verursachen wird. Ebenfalls muss in einen solchen Abschnitt die fehlende Transportmenge im effektiven Transportpotential lokal aufgenommen werden, d. h. dass diese Küstenstrecke der Erosion unterliegt (Lee-Erosion). Diese Zustände sind schematisch auf Abb. A 6.9 dargestellt. Aus der Darstellung ist auch ersichtlich, dass z. B. abschnittsweise berechnete lokale küstenparallele Transportmengen nicht kumulativ entlang der Küste sind.

#### 6.9 Bestimmung der Gesamtfracht aus Transport an der Sohle und in Suspension

Zur Vereinfachung der Berechnung wird die Gesamtmenge des Sedimenttransportes meistens in Boden- und Suspensionsfracht unterteilt. Dabei ist die Bodenfracht als der Anteil definiert, der während des Transportes mehr oder weniger ständig Kontakt zur Sohle hat. Bei sehr geringen Transportraten, d. h. bei Schönwetterlagen, wird das gesamte Sediment überwiegend als Bodenfracht transportiert. Bei ansteigender Transportrate, d. h. zunehmendem Seegang, werden die Partikel dann in Suspension transportiert, oder sie bewegen sich rollend und springend in mehreren Schichten unmittelbar oberhalb der Sohle („sheet flow“-Zustand). Entscheidend hierfür sind neben der aus Wellenbewegung und Strömung resultierenden Schubspannungsgeschwindigkeit die Eigenschaften der Sedimentpartikel, wie Dichte und Korndurchmesser.

Die Menge des insgesamt transportierten Sedimentes  $q_T$  ergibt sich aus der Bodenfracht  $q_B$  und der suspendierten Sedimentmenge  $q_s$ :

$$q_T = q_B + q_s \quad (6.24)$$

Für praktische Belange ist es bei auftretender Suspension jedoch ausreichend, den Gesamttransport  $q_T$  allein über  $q_s$  zu berechnen, da der Anteil der Bodenfracht gegenüber dem in Suspension transportierten Sediment relativ gering ist. Der Fehler, der durch eine Extrapolation der Suspensionskonzentrationsverteilung bis an die Sohle resultiert, ist im Vergleich mit anderen möglichen Fehlerquellen vernachlässigbar klein. Dagegen besteht der Transport bei schwacher Bewegung vollständig aus der Bodenfracht, wobei die Menge sehr gering ist.

Es existieren zwar auch Ansätze, die nicht zwischen Boden- und Suspensionsfracht unterscheiden, von deren Anwendung wird nach dem heutigen Kenntnisstand jedoch abgeraten.

#### 6.10 Berechnung der Bodenfracht

Für die Berechnung der Bodenfracht unter gleichmäßiger (Fluss-)Strömung steht eine Vielzahl von Formeln zur Verfügung. Einige der bekanntesten Ansätze sind die von DU BOYS (1879), MEYER-PETER u. MÜLLER (1949), SCHOKLITSCH (1950) oder EINSTEIN (1942, 1950)

und BROWN (1950). Diese Formeln können jedoch nicht ohne Weiteres auf die Verhältnisse unter Welleneinwirkung übertragen werden, da die Kornbewegung bei Seegang nicht nur in eine Richtung erfolgt, sondern eine oszillierende Bewegung ist. Dennoch hat EINSTEIN mit seinen Mitarbeitern, insbesondere KALKANIS (1964), seine für stationäre Strömungen entwickelte Formel an den Transport unter Welleneinfluss angepasst.

Die von EINSTEIN entwickelte Formel beruht auf den Grundsätzen der Hydromechanik und der Wahrscheinlichkeitsrechnung; sie kann aber ebenso aus einer Dimensionsanalyse abgeleitet werden. Zur Ermittlung der Geschiebefracht bzw. Bodenfracht  $q_B$  in einer stationären, gleichgerichteten Strömung werden zwei dimensionslose Parameter durch eine Funktion der Form  $\phi = f(\psi)$  miteinander verknüpft. Die beiden Parameter<sup>1</sup> errechnen sich dabei aus:

$$\Phi = \frac{q_B}{\sqrt{(S_S - 1) \cdot g \cdot d^3}} \quad (6.25)$$

$$\Psi = \frac{u_*^2}{(S_S - 1) \cdot g \cdot d} = \theta \quad (6.26)$$

mit:  $q_B$  = Bodenfracht [ $m^3/(s \cdot m)$ ],  
 $S_S$  = dimensionslose relative Dichte des Sedimentes =  $\rho_S / \rho_w$  [-],  
 $\rho_S$  = Dichte des Sedimentes [ $kg/m^3$ ],  
 $\rho$  = Dichte der Flüssigkeit [ $kg/m^3$ ],  
 $d$  = Korndurchmesser [m],  
 $u_*$  = Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle [m/s],  
 $\theta$  = dimensionsloser SHIELDS-Parameter [-].

Die Beziehung zwischen den beiden dimensionslosen Parametern kann nach BROWN (1950) durch die Funktion:

$$\phi = 40 \cdot \psi^3 \quad (6.27)$$

angegeben werden.

KALKANIS (1964) modifizierte später Gl. (6.26) für die Bestimmung des Transportes unter oszillierender Bewegung (siehe z. B. RAUDKIVI, 1982) und lieferte damit die Grundlage für den Ansatz von MADSEN und GRANT (1976). Diese haben gezeigt, dass sich die EINSTEIN-BROWN-Formeln an vorliegende Messwerte der Bodenfracht unter Welleneinfluss anpassen lassen. Weil es sich nun um eine instationäre, alternierende Strömung handelt, werden die Parameter  $\phi$  und  $\psi$  als Funktion der Zeit  $t$  ausgedrückt:

$$\phi(t) = \frac{q_B(t)}{w_s \cdot d} \quad (6.28)$$

mit:  $w_s$  = Sinkgeschwindigkeit [m/s].

$$\psi(t) = \frac{u_*(t)^2}{(S_S - 1) \cdot g \cdot d} = \theta. \quad (6.29)$$

<sup>1</sup> Der hier verwendete Parameter  $\psi$  ist der Kehrwert von dem im Original von EINSTEIN angegebenen Parameter

Da die momentane Orbitalgeschwindigkeit  $u_s(t)$  an der Sohle durch:

$$u_s(t) = u_{s, \max} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T}\right) \quad (6.30)$$

ausgedrückt werden kann und die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_s$  jeweils proportional zur horizontalen Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle ist, ergibt sich für  $\phi$  die Funktion:

$$\phi(t) = 40 \cdot \psi_{\max}^3 \cdot \left( \left| \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} \right| \cdot \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} \right) \quad (6.31)$$

Die Betragsstriche in der Formel erhalten das Vorzeichen der horizontalen Orbitalbewegung und berücksichtigen damit die Richtung der Sohlschubspannung und des Transportes.

Unter der Voraussetzung, dass die Sedimentbewegung an der Sohle bereits vollständig eingesetzt hat, d. h. der kritische SHIELDS-Parameter deutlich überschritten sein muss ( $\psi > 2 \cdot \psi_c$ ), ergibt sich die mittlere Transportrate nach MADSEN und GRANT (1976) durch Integration von Gl. (6.31) über eine halbe Wellenperiode:

$$\bar{\phi} = 12,5 \cdot \psi_{\max}^3 \quad (6.32)$$

Der Ansatz von BIJKER (1967, 1971) zur Bestimmung der Bodenfracht basiert auf der KALINSKE-FRIJLINK-Formel (KALINSKE, 1974 u. FRIJLINK, 1952). Dieser Ansatz berücksichtigt den Einfluss der Wellen nicht und ist nur anwendbar, wenn die Wellen senkrecht zur Strömung verlaufen. Die mittlere Bodenfracht für einen derartigen Zustand berechnet sich aus

$$q_B = b d (V/C) r \cdot g^{1/2} \exp(-0,27 \Delta C^2 d / r V^2). \quad (6.33)$$

Der küstenparallele Transport bei Wellen und Strömung wurde als

$$q_B = b d (V/C) \cdot g^{1/2} \exp\{-0,27 \Delta d C^2 / r \cdot V^2 [1 + (1/2) (\Sigma U_m / V^2)]\} \quad (6.34)$$

ausgedrückt, worin  $[1 + (1/2) (\Sigma U_m / V^2)] = \tau_{cwm} / \tau_c$

- mit:
- $b$  = empirischer Beiwert ( $\sim 5$ ),
  - $d$  = Korndurchmesser [m],
  - $g$  = Erdbeschleunigung [ $m/s^2$ ],
  - $r$  = empirischer Beiwert zur Berücksichtigung der Sohlform [-],  
 $= [\log(12 R/k_s) / \log(12 R/3 \cdot d_{90})]^{3/2}$
  - $\rho$  = Dichte des Wassers [ $kg/m^3$ ],
  - $\rho_s$  = Dichte des Sediments [ $kg/m^3$ ],
  - $C$  = Chézy Koeffizient
  - $\Delta$  =  $(\rho_s - \rho) / \rho$
  - $V$  = mittlere Geschwindigkeit
  - $R$  = hydraulischer Radius
  - $\tau_{cwm}$  = mittlere Sohlschubspannung infolge Strömung und Wellen
  - $\zeta$  = Beiwert ( $> 1$ ).

Bei Verwendung dieser Gleichung ist zu beachten, dass die Bestimmung der Sohlschubspannung  $\tau_0$  nach BIJKER die Heranziehung diverser Beiwerte erfordert. Einzelheiten finden sich u. a. bei VAN RIJN (1989).

Der Transport in Suspension lässt sich mithilfe der Einstein-Formel

$$Q_s = 1,83 q_b J \quad (6.35)$$

berechnen, mit  $J = [\ln(33 h/k_s) I_1 + I_2]$ , worin  $h$  die Wassertiefe sowie  $I_1$  und  $I_2$  die Integrale in der Einstein-Formel bezeichnen.

Anm.: Der Ansatz von BIJKER ist zwar auch heute noch die gebräuchlichste Methode zur Bestimmung der Bodenfracht unter Welleneinwirkung. Für die ingenieurmäßige Anwendung ist der Ansatz von MADSEN und GRANT jedoch geeigneter, da hier einerseits die Wellenbewegung berücksichtigt, andererseits auf die relativ aufwendige Ermittlung von verschiedenen Beiwerten verzichtet wird und die eigentliche Berechnung weniger kompliziert ist. Für Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Transportformeln ist auf BAYRAM et al. (2001) hinzuweisen.

## 6.11 Berechnung der Suspensionskonzentration

### 6.11.1 Problemstellung

Da der Großteil des Sedimentes an der Küste bei Seegang überwiegend in Suspension transportiert wird, ist es notwendig, die Verteilung der Sedimentkonzentration über die Wassertiefe zu kennen. Die Konzentrationsverteilungen innerhalb der Brandungszone unterscheiden sich dabei deutlich von denen außerhalb der Brandungszone, da durch brechende Wellen Turbulenzen erzeugt werden, die das Sediment gegenüber der Orbitalströmung an der Sohle erheblich stärker mobilisieren. Insbesondere unter Sturzbrechern entstehen hochturbulente Zustände, durch die das Sediment bis an die Wasseroberfläche aufgewirbelt werden kann. Kornzusammensetzung und Korngröße spielen dabei nur eine untergeordnete Rolle, weil die Turbulenzgeschwindigkeiten bei ausgeprägtem Seegang erheblich größer sind als die Sinkgeschwindigkeiten der Körner. Herkömmliche Berechnungsansätze, die den Transport über die Schubspannung ermitteln, sind für diesen Bereich deshalb wenig geeignet. Die Sedimentkonzentration in der Brandungszone wird daher in neueren Berechnungsansätzen zunehmend als eine Funktion der Energiedissipation bestimmt.

Zuverlässige Naturdaten über die Konzentrationsverteilung sowohl innerhalb als auch außerhalb der Brandungszone existieren bis heute kaum, was einerseits auf Probleme bei der Messgenauigkeit, andererseits auf die natürliche Streuung der Daten zurückzuführen ist. Eine der wenigen grundlegenden Arbeiten zu diesem Thema wurde von KOS'YAN et al. (1982) veröffentlicht, der ein sehr umfangreiches Datenmaterial aus Naturmessungen am Schwarzen Meer analysiert und dargestellt hat. Abb. A 6.10 zeigt beispielhaft charakteristische Korngrößen- und Sedimentkonzentrationsverteilungen über die Wassertiefe an mehreren Stationen entlang eines Querprofils. Dabei kennzeichnet Station 3 die am weitesten seewärts gelegene Position und Station 2 liegt unmittelbar in der Brecherlinie. Es ist zu erkennen, dass die Suspension am Brechpunkt in einer sehr hohen Konzentration auftritt und die Korngröße des suspendierten Sedimentes über die Wassertiefe nahezu konstant ist. Abweichend davon zeigt sich außerhalb der Brandungszone lediglich in einer sohnahen Schicht (ca. 0,5 bis 0,7 m) suspendiertes Sediment, das durch die Diffusion der Turbulenz von der Sohle aufgewirbelt wird. Oberhalb dieser Schicht hat die Konzentrationsverteilung einen erheblich steileren Verlauf und die Korngrößenverteilung deutet auf Sedimente mit geringem Korndurchmesser hin. Diese feinen Sedimentpartikel werden auch als Schwebstoffe („wash load“) bezeichnet.

net. Sie weisen keine ausgesprochenen Zusammenhänge bei hydromechanischer Betrachtung auf.

Eine hinreichende Kenntnis der Sedimentkonzentrationsverteilung bei Berechnungen des Sedimenttransportes ist unerlässlich, da bei gleicher Strömungsgeschwindigkeit aufgrund von unterschiedlichen Konzentrationsverteilungen der zugehörige Sedimenttransport erheblich variieren kann.

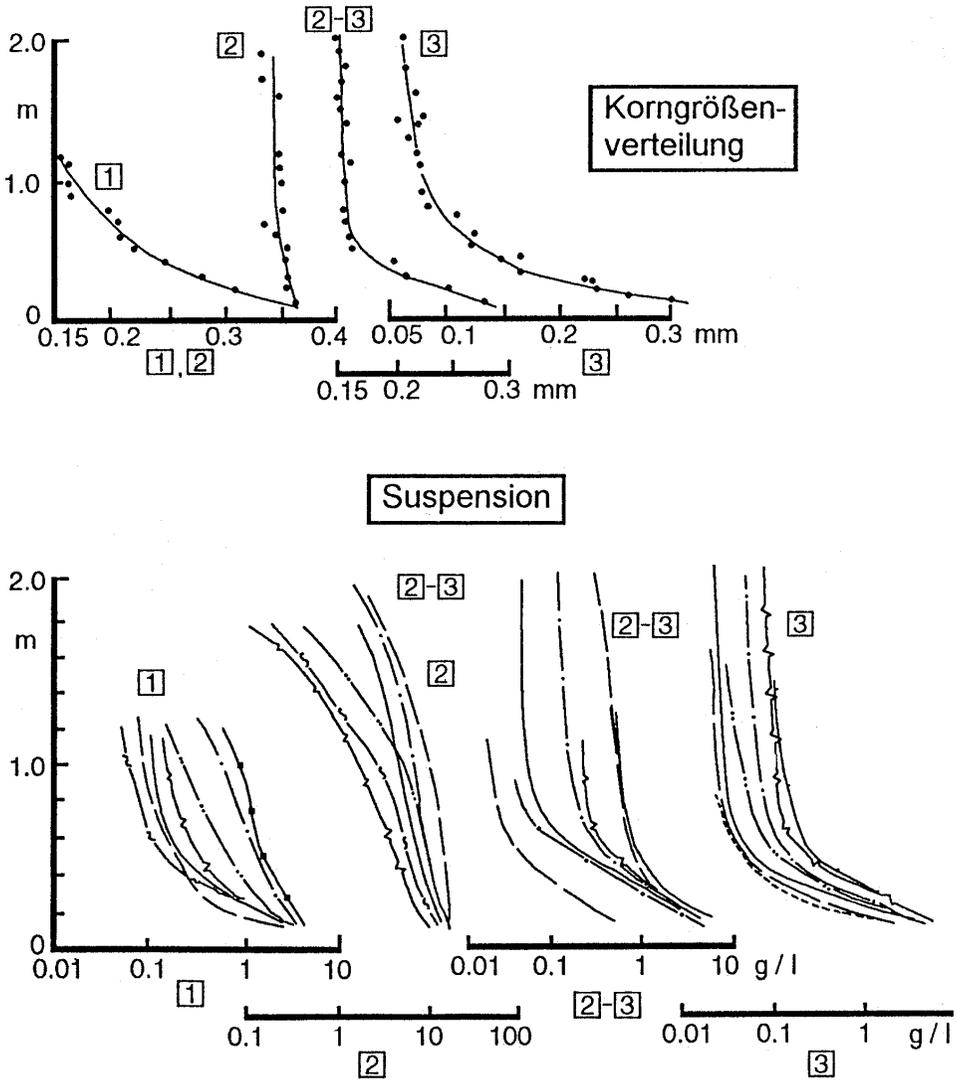


Abb. A 6.10: Korngrößen- und Konzentrationsverteilungen des suspendierten Sedimentes an vier Stationen entlang eines Querprofils am Schwarzen Meer (KOS'YAN et al., 1982 nach EAK, 1993)

### 6.11.2 Suspensionskonzentration außerhalb der Brandungszone

Außerhalb der Brandungszone kann die Transportrate  $q_s$  aus dem Produkt der Konzentrationsverteilung und der Sedimentgeschwindigkeit unter Einbeziehung der Wassertiefe nach RAUDKIVI u. DETTE (1991) ermittelt werden:

$$q_s = \int_{z=0}^h c(z) \cdot u_s(z) dz \quad (6.36)$$

mit:  $q_s$  = Transportrate in  $m^3/s$  pro lfd. m Breite,  
 $z$  = vertikaler Abstand von der Sohle [m],  
 $h$  = Wassertiefe [m],  
 $c(z)$  = mittlere Sedimentkonzentration in der Höhe  $z$  über der Sohle [ $m^3/m^3$ ],  
 $u_s(z)$  = horizontale Geschwindigkeit des Sedimentes in der Höhe  $z$  [m/s].

Bei diesem Ansatz wird angenommen, dass das Sediment vorwiegend durch die Orbitalbewegung der Wellen mobilisiert und durch die Nettoströmung transportiert wird, d. h. für die horizontale Geschwindigkeit  $u_s$  des Sedimentes kann näherungsweise die horizontale Komponente der Geschwindigkeit, die sich aus dem Massentransport in gleicher Wassertiefe ergibt, eingesetzt werden.

Das Konzentrationsprofil kann in der bodennahen Schicht (bis ca. 2 m oberhalb der Sohle) durch eine einfache Exponentialfunktion ausgedrückt werden:

$$c(z) = c_0 \cdot e^{-a \cdot z} \quad (6.37)$$

mit:  $c_0$  = Bezugskonzentration an der Sohle ( $z = 0$ ) [ $m^3/m^3$ ],  
 $a$  = Abnahmeparameter der vertikalen Konzentrationsverteilung [1/m].

Der Abnahmeparameter  $a$  ist theoretisch linear abhängig von der Sinkgeschwindigkeit  $w_s$  des Sedimentes und umgekehrt proportional zur Produktion der Turbulenz je Masseneinheit, die wiederum proportional zu  $u^2/T$  bzw.  $u_m^2/T$  ist. Auf der Grundlage dieser Annahmen und der Analyse von Versuchsdaten aus dem GWK (Großer Wellenkanal in Hannover) im Jahre 1990 geben RAUDKIVI u. DETTE (1991) folgende Beziehung für den Abnahmeparameter  $a$  an:

$$\frac{a}{T} = 0,4 \cdot \left( \frac{w_s}{w_{s,r}} \right) \cdot u_m^{-2} \quad (6.38)$$

mit:  $a$  = Abnahmeparameter in [1/m],  
 $T$  = Wellenperiode in [s],  
 $w_{s,r}$  = Sinkgeschwindigkeit von Körnern mit  $d = 0,25$  mm in [m/s],  
 $w_s$  = Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes in [m/s],  
 $u_m$  = mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit in [m/s].

Es konnte gezeigt werden, dass Naturdaten von NIELSEN (1984), soweit die Korngrößen denen aus dem GWK ( $d_{50} = 0,22$  bis  $0,25$  mm) entsprechen, mit dem Ansatz übereinstimmen. Für andere Korngrößen liegen bislang noch keine ausreichenden Daten aus der Natur vor, um die Gleichung für allgemeine Anwendungen zu verifizieren.

Für die Bezugskonzentration  $c_0$  an der Sohle kann in erster Näherung folgende Gleichung ermittelt werden (RAUDKIVI u. DETTE, 1991):

$$c_0 = 150 \cdot \left( \frac{w_{s,r}}{w_s} \right) \cdot \left( \frac{u_m}{T} \right)^2 \quad (6.39)$$

mit:  $c_0$  = Bezugskonzentration an der Sohle in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ ,  
 $w_s$  = Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes in  $[\text{m}/\text{s}]$ ,  
 $w_{s,r}$  = Sinkgeschwindigkeit von Körnern mit  $d = 0,25$  mm in  $[\text{m}/\text{s}]$ ,  
 $u_m$  = mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit in  $[\text{m}/\text{s}]$ ,  
 $T$  = Wellenperiode in  $[\text{s}]$ .

Auch für diese Gleichung gilt, dass dieser Ansatz aufgrund der GWK-Daten lediglich für eine Korngröße von etwa 0,25 mm verifiziert werden konnte.

### 6.11.3 Suspensionskonzentration innerhalb der Brandungszone

Innerhalb der Brandungszone ist die Hydrodynamik um ein Vielfaches komplexer als außerhalb der Brandungszone. Während die Orbitalgeschwindigkeiten im Tiefwasserbereich noch relativ gut rechnerisch ermittelt werden können, ist die Bestimmung der seegangserzeugten Strömungen im Bereich der Brandungszone aufgrund der Turbulenzen infolge der brechenden Wellen äußerst problematisch. Eine analytische Beschreibung der Wasserbewegung in der Brandungszone ist bislang nicht möglich. Daher kann die Sedimentkonzentration lediglich in Beziehung zur Energiedissipation gesetzt werden, die als Indikator für die Turbulenzintensität dient.

RAUDKIVI u. DETTE (1993) haben auf der Grundlage von Experimenten im GWK (DETTE et al., 1992 a und 1992 b) einen Ansatz entwickelt, der darauf beruht, dass die Verteilung der Suspension über die Tiefe nicht bzw. unmaßgeblich von überlagerten Strömungen (z. B. Tidenströmungen) beeinflusst wird und eine Funktion der Energiedissipation  $D(x)$  ist, in der der Einfluss von Orbitalbewegung und der Brecherform enthalten ist. Die Verteilung der suspendierten Sedimente kann danach ebenfalls durch Gl. (6.36) beschrieben werden, der Abnahmeparameter  $a$  und die Bezugskonzentration  $c_0$  an der Sohle müssen jedoch durch Abhängigkeiten von der lokalen Energiedissipation  $D$  beschrieben werden:

$$a = 7 \cdot T \cdot D^{-0,7} \quad (6.40)$$

$$c_0 = 0,08 \cdot (D \cdot T)^{0,55} \quad (6.41)$$

mit:  $a$  = Abnahmeparameter in  $[1/\text{m}]$ ,  
 $T$  = Wellenperiode in  $[\text{s}]$ ,  
 $D$  = Energiedissipation in  $[\text{W}/\text{m}^2] = \partial F_m / \partial x$ ,  
 $F_m$  = Energiefluss in  $[\text{W}/\text{m}]$ ,  
 $x$  = horizontaler Abstand von der Küstenlinie in  $[\text{m}]$ ,  
 $c_0$  = Bezugskonzentration an der Sohle in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$ .

Diese Zusammenhänge sind jedoch lediglich als grobe Anhaltspunkte zu verstehen, da die Daten aus dem GWK eine relativ starke Streuung aufweisen. Für praktische Anwendungen konnten RAHLF (1994) sowie DETTE u. RAHLF (1994) anhand von Naturmessdaten aus

dem Küstenvorfeld von Sylt (Kampen und Rantum) nachweisen, dass der Ansatz im Vergleich zu dem CERC- und dem KAMPHUIS-Ansatz plausible Ergebnisse liefert.

PETERS (2000) hat auf der Grundlage von großmaßstäblichen Versuchen im GWK im Rahmen des EU-MAST-Projektes „SAFE“ (vgl. z. B. DETTE et al., 2002) die folgenden Beziehungen für die Brandungszone ausgedrückt:

$$a = (1/h) \exp [0,396 (h/H_{so})^{2,740} (H_s/H_{so})^{-2} (H_{so}/wT_m)^{0,211}] \quad (6.42)$$

und

$$c_o = \rho \exp [-4,159 (h/H_{so})^{-1} (H_s/H_{so})^{1,863} (H_{so}/w \cdot T_m)^{-0,137}] \quad (6.43)$$

worin  $T_m$  die mittlere Wellenperiode und  $w$  die Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes bezeichnen. Die Energieumwandlung ist durch die lokale signifikante  $H_s$  berücksichtigt. Für das gesamte Datenkollektiv wurden hinreichende Korrelationen und zwar  $r = 0,929$  für  $a$  sowie  $r = 0,762$  für  $c_o$  ermittelt.

Für den Bereich der Wellenaufbauzone sind bislang keine Ansätze für die Konzentrationsverteilung bekannt, es kann aber angenommen werden, dass die Suspension nahezu gleichmäßig über die Wassertiefe verteilt ist. Die Bezugskonzentration an der Sohle weist jedoch durch den auf- und ablaufenden Wasserschwall einen wesentlich höheren Wert auf. Als Richtwert kann hier eine Konzentration  $c_o$  in der Bandbreite zwischen 100 und 300 kg/m<sup>3</sup> angesetzt werden (DETTE u. RAHLF, 1994).

## 6.12 Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes

### 6.12.1 Allgemeines

Wenn die Wellenanaufrichtung zum Zeitpunkt des Wellenbrechens von der Küstennormalen abweicht, entsteht eine küstenparallele Kraftkomponente, die eine parallel zur Küste verlaufende Strömung hervorruft. Diese wellenerzeugten Strömungen können durch tidebedingte küstenparallele Strömungen noch verstärkt werden. Die mit dieser Strömung transportierte Sedimentmenge ergibt den Küstenlängstransport. Dieser steht im einfachsten Fall (z. B. gerade Küstenlinie, Vernachlässigung der Tideeinwirkung) mit der eingebrachten Seegangsenergie in einem funktionalen Zusammenhang. Die Seegangsenergie kann durch den Energiefluss in die Brandungszone (vgl. A 6.6) ausgedrückt werden.

Grundsätzlich gibt es zwei verschiedene Arten, den küstenparallelen Sedimenttransport infolge Seegang zu berechnen:

- die lokale Methode
- die integrale Methode.

Die lokale Methode basiert auf der Kenntnis der Konzentrationsverteilung nach Abschn. 6.11. und liefert die Transportmenge als Integration der lokalen Transportrate  $q_s$  über die Breite  $b$  der Transportzone:

$$Q_s = \int_{x=0}^b q_s dx \quad (6.44)$$

Diese Methode bezieht die physikalischen Vorgänge des Transportprozesses in die Berechnung ein und berücksichtigt sowohl die Parameter aus der Wellenbelastung (Höhe, Periode, Orbitalgeschwindigkeit) als auch die Eigenschaften des Sedimentes (Korndurchmes-

ser, Sinkgeschwindigkeit) über die Transportrate  $q_s$ . Vorteil dieser Methode sind die universellen Einsatzmöglichkeiten, d. h. es gibt z. B. hinsichtlich der Profilform keine Einschränkungen. In der Praxis ist es jedoch nicht immer möglich, diese Methode anzuwenden, da eine detaillierte Kenntnis der Wellenhöhenverteilung und der Strömungsgeschwindigkeiten über dem Profil notwendig ist.

Die integrale Methode setzt die Menge des entlang einer Küste transportierten Sedimentes in Beziehung zur küstenparallelen Komponente des Energieflusses an der Brecherlinie. Der Sedimenttransport ist damit also eine Funktion der Wellenhöhe, der Wellengeschwindigkeit und der Wellenanlaufriechung am Brechpunkt (vgl. A 6.6). Tide- und andere auftretende Strömungen werden bei dieser Art der Berechnung nicht berücksichtigt. Diese Methoden werden auch als ‚energetische‘ Transportformeln bezeichnet (EAK, 1993).

### 6.12.2 Ansatz nach CERC

Eine der ältesten und bekanntesten integralen Methoden zur Abschätzung des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials (vgl. A 6.8) ist die sog. CERC-Formel (SPM, 1984). Die Formel ist auf dem Energiekonzept von BAGNOLD aufgebaut, wonach die Transportrate  $I$  des Sediments bei Gewicht unter Wasser dem küstenparallelen Energiefluss  $F_y$  proportional ist, d. h.

$$I = KF_y \quad (6.45)$$

oder

$$Q_{sy} = I / [(\rho_s - \rho) g (1-n)] = \{K / [(\rho_s - \rho) g (1 - n)]\} F_y \quad (\text{m}^3 / \text{s}). \quad (6.46)$$

Die Porosität der Strandsände variiert zwischen 0,3 und 0,4, wobei der 0,4-Wert nur bei einkörnigen, groben Sand zu finden ist.

Das SPM gibt als Konstante  $K = 0,39$  an, wenn  $F_{mp}$  mit  $H_s$  errechnet wird oder  $K = 0,77$ , wenn  $H_{rms}$  eingesetzt ist. Jedoch ist  $K = 0,77 / (\sqrt{2})^{5/2} = 0,32$  kleiner als  $K = 0,39$ .

BODGE u. KRAUS (1991) haben den  $K$ -Wert aus Natur- und Labordaten mit der Iribarren-Zahl (auch Brecherkennzahl oder „surf similarity parameter“)

$$Ir_b = \tan \beta / (H_b / L_o)^{1/3} \quad (6.47)$$

als

$$K = 0,22 \ln Ir_b + 0,62 \quad (6.48)$$

verknüpft, worin  $\tan \beta$  die Sohlneigung und  $H_b$  die Brecherhöhe bezeichnen. Durch die Anwendung der Gl. (6.48) wird die Strandneigung berücksichtigt, die die Breite der Brandungszone bestimmt und damit die Energiebelastung pro Flächeneinheit. Je schmaler die Brandungszone desto höher ist die Energiebelastung und damit das Erosions- bzw. Transportpotential. Die Korngröße ist nicht berücksichtigt, aber die angewandten Daten beinhalten Korngrößen von 0,2 mm bis 0,6 mm.

Die Anwendung der Formel auf bestimmte Küstenabschnitte an Nord- und Ostsee lieferte plausible Größenordnungen; für qualitativ vergleichende Berechnungen ist sie gut geeignet (DETTE, 2000).

## 6.12.3 Ansatz von KAMPHUIS

KAMPHUIS (1991) hat die folgende Transportformel für den küstenparallelen Transport aufgestellt:

$$Q_{sy} / (\rho H_{brns}^3 / T_p) = 2,6 \times 10^{-3} (H_{brns} / L_{op})^{-1,25} (\tan \beta)^{0,75} (H_{brns} / d_{50}) \sin^{0,6} 2a_b \quad (49)$$

worin  $T_p$  die Periode der Wellen mit der höchsten Häufigkeit,  $L_{op}$  die dazu gehörige Tiefwasserwellenlänge,  $\tan \beta$  die Strandneigung,  $a_b$  den Winkel der Brecher zur Küste und  $d_{50}$  die mittlere Korngröße bezeichnen. Wenn  $H_{bs}$  angewandt wird, ist der Faktor  $1,3 \times 10^{-3}$ . SCHOONEES u. THERON (1996) empfehlen aufgrund ausgewerteter Naturdaten  $1,52 \times 10^{-3}$ .

Es ist zu beachten, dass zur Beurteilung der Formel nur mit großen Fehlern behaftete Naturdaten zur Verfügung stehen.

Alle Formeln bereiten Probleme bei der Anwendung auf Riffküsten, da die Wellenparameter am Brechpunkt nicht hinreichend definiert sind, wenn die Wellen zuerst auf dem Riff und später am Strand brechen (vgl. A 6.8.1). Zusätzlich ergeben sich bei Anwendung der Formel von KAMPHUIS Schwierigkeiten bei der Ermittlung einer mittleren Strandneigung für ein Riff-Rinnen-Profil.

## 6.12.4 Berechnungsbeispiele

1. Beispiel

Für eine näherungsweise linear verlaufende Küstenlinie soll der Sedimenttransport in küstenparalleler Richtung über die Dauer einer 8-stündigen Sturmflut mit vorgegebener Seeangangsbelastung nach der CERC-Formel abgeschätzt werden:

- Wellenhöhe am Brechpunkt:  $H_{bs} = 2,5 \text{ m}$ ,
- Tiefwasserwellenlänge:  $L_0 = 40 \text{ m}$ ,
- Wellenangriffswinkel am Brechpunkt:  $\theta_b = 30^\circ$ ,
- Strandneigung:  $\tan \beta = 1 : 30$ .

Zur Bestimmung der empirischen Konstante  $K$  wird zunächst die Brecherkennzahl nach Gl. (6.47) benötigt:

$$I_{rb} = \frac{1}{30} \cdot \left( \frac{2,5}{40} \right)^2 = 0,13.$$

Nach BODGE u. KRAUS (Gl. 6.48) ergibt sich  $K$  zu:

$$K = 0,22 \ln 0,13 + 0,62 = 0,177.$$

Mit:

$$(H_b)_{rms} = \frac{H_{bs}}{1,41} = \frac{2,5}{1,41} = 1,77 \text{ m}$$

errechnet sich der Sedimenttransport  $Q_s$  nach der CERC-Formel (Gl. 6.46) mit  $F_m$  aus Gl. (6.13):

$$Q_{sy} = 0,177 / [(2650 - 1025) g (1 - 0,4)]^{-1} 4457,5 (2,5 / \sqrt{2})^{5/2} \sin 30^\circ. \quad (6.50)$$

Die während der Sturmflutdauer (8 Stunden) durch einen Querschnitt transportierte Gesamtmenge (Potential) beträgt damit:

$$Q_{sy} = 8 \times 3600 \times 0,17 \approx 4900 \text{ m}^3. \quad (51)$$

2. Beispiel

Am Beispiel der Westküste von Sylt soll das langjährige mittlere Küstenlängstransportpotential überschläglich für die Nord- und Südhälfte ermittelt werden. Der mittlere jährliche resultierende Energiefluss  $F_m$  (Richtung und Betrag) in die Brandungszone beträgt rd. 30 000 kWh/J oder  $F_m = 3,42$  kW/m (1960–1992). Der mittlere zugehörige küstenparallele Energiefluss ergibt sich zu rd. 3000 kWh/m oder  $F_{mp} = 0,350$  kW/m für die Südhälfte und rd. 7500 kWh/m oder  $F_{mp} = 0,860$  kW/m für die Nordhälfte (Abb. A. 6.11).

Es wird von Gl. (6.46) ausgegangen, mit  $\rho_s = 2650$  kg/m<sup>3</sup> und  $\rho_w = 1025$  kg/m<sup>3</sup> sowie  $(1 - n) = 0,6$  ergibt sich

$$Q_{sy} = (K/9564,75) F_{mp}$$

Über den mittleren Energiefluss  $F_m = 3,42$  kW lässt sich mit der Annahme von  $j = 0,78$  über Gl. 6.13 die zugehörige Wellenhöhe in der Brecherzone  $(H_b)_{rms}$  berechnen, es ergibt sich

$$(H_b)_{rms} = 0,767 \text{ m.}$$

Gl. 6.12 liefert die zugehörige signifikante Wellenhöhe zu

$$(H_b)_s = 1,085 \text{ m.}$$

Die mittlere Wellenperiode vor Sylt aus Naturmessungen ist  $T = 4,1$  s mit der zugehörigen Wellenlänge  $L_o = 26,2$  m. Die mittlere Neigung der Brandungszone wird mit 1 : 30 angenommen, jedoch in der Wasserwechselzone ist die Neigung um 1 : 15. Die Neigung 1 : 30 liefert aus Gl. (6.47) ein  $Ir_b = 0,164$  und Gl. (6.48)  $K = 0,222$  (Fall A). Wird mit Rücksicht auf die Neigung in der Wasserwechselzone 1 : 20 eingesetzt, ergeben sich  $Ir_b = 0,246$  und  $K = 0,311$  (Fall B).

Für diese Fallbeispiele ergeben sich folgende Längstransportraten

$$Q_{sy} = 2,3210 \times 10^{-5} F_{mp} \quad (\text{Fall A})$$

$$Q_{sy} = 3,2515 \times 10^{-5} F_{mp} \quad (\text{Fall B}).$$

Mit  $F_{mp} = 860$  W/m für den nördlichen Teil der Insel Sylt (Abb. A 6.11) ergeben sich folgende Transportraten:

$$Q_{sy} = 0,020 \text{ m}^3 / \text{s} = 629\,484 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall A})$$

$$Q_{sy} = 0,028 \text{ m}^3 / \text{s} = 881\,844 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall B}).$$

Für den südlichen Teil mit  $F_{mp} = 350$  W/m ergibt sich entsprechend:

$$Q_{sy} = 0,0081 \text{ m}^3 / \text{s} = 256\,185 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall A})$$

$$Q_{sy} = 0,0114 \text{ m}^3 / \text{s} = 358\,890 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall B}).$$

Die jährliche Gesamtmenge als Transportpotential ist

$$Q_{sy} \approx 886\,000 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall A})$$

$$Q_{sy} \approx 1,24 \times 10^6 \text{ m}^3 / \text{Jahr} \quad (\text{Fall B}).$$

Aus Naturmessungen vor Sylt ist bekannt, dass die Verluste von der Westküste Sylts im Mittel bei 1,1 Mio. m<sup>3</sup>/Jahr liegen (vgl. z. B. DETTE et al., 2001). Daraus ist ersichtlich, dass die CERC-Formel die richtige Größenordnung für die Ermittlung des Küstenlängstransportes, z. B. für Anwendungen an der Nord- und Ostseeküste liefert.

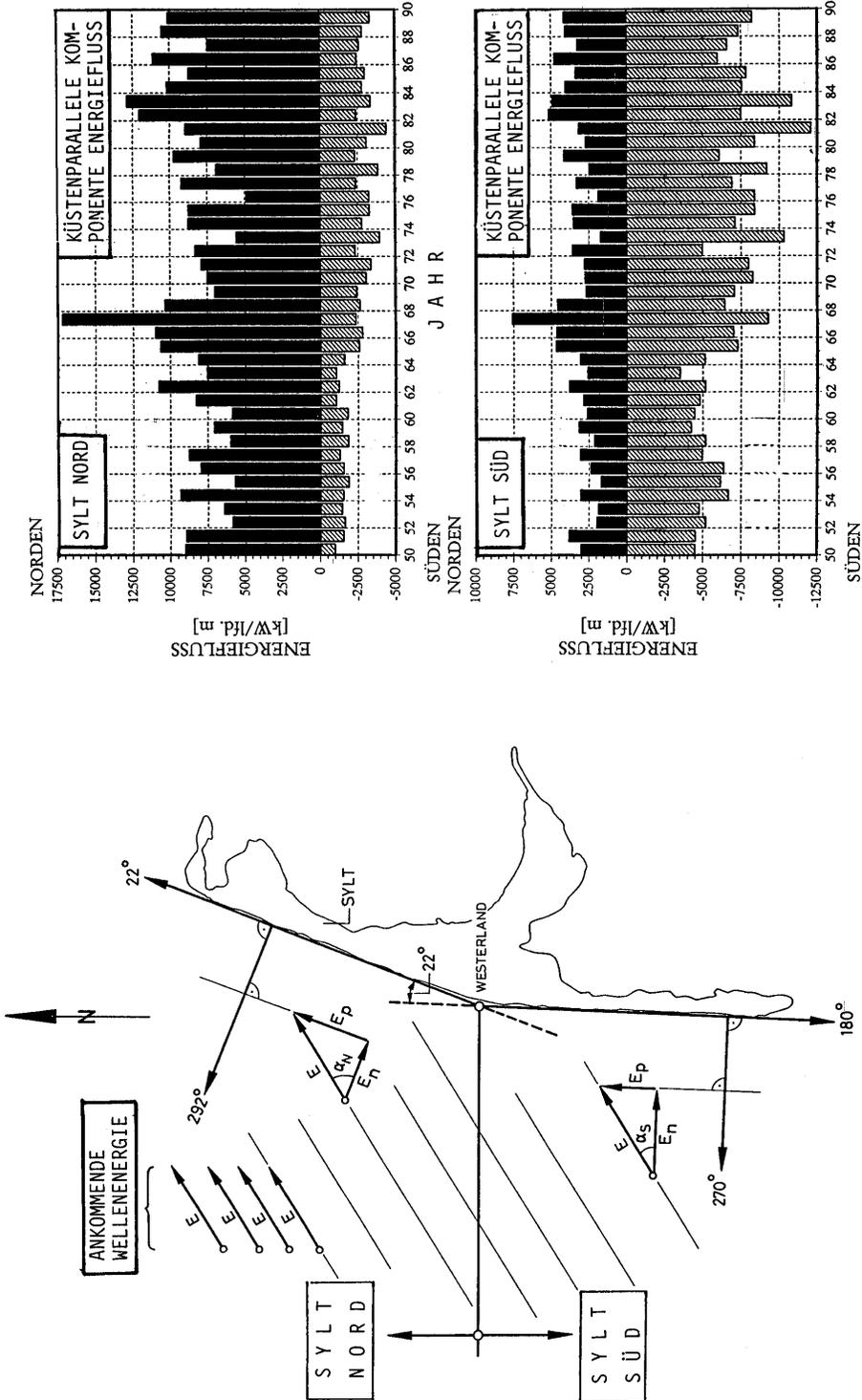


Abb. A 6.11: Rechnerische Ermittlung der küstenparallelen Komponente des jährlichen Energieflusses im Zeitraum 1950 bis 1990 aufgrund von Winddaten und Wind-Wellen-Korrelation (DETTE, 2001), hier für den Nord- und Südtteil der Insel Sylt

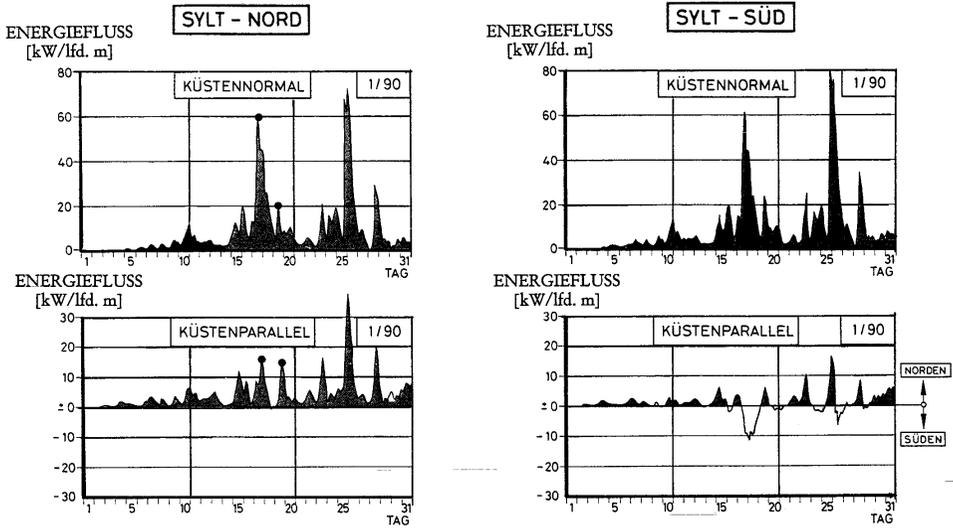


Abb. A 6.12: Zeitreihe der Komponenten (küstennormal und küstenparallel) des resultierenden Energieflusses in die Brandungszonen von Sylt-Süd und Sylt-Nord im Januar 1990 (DETTE, 1991)

Die meisten bekannten Berechnungsmethoden, wie z. B. die CERC-Formel, korrelieren den Transport nur mit der küstenparallelen Komponente  $F_{mp}$  des Energieflusses, wodurch auch beachtliche Fehler entstehen können. Dies kann beispielhaft am Energiefluss im Januar 1990 für Sylt-Nord (Abb. A 6.12) veranschaulicht werden. Mit einem stündlichen Spitzenwert von  $F_m = 60 \text{ kW/m}$  führte der Energiefluss am 17. und 18.01.1990 zu einer küstenparallelen Komponente von  $F_{mp} = 16 \text{ kW/m}$ , während die vergleichbare Spitze am 19.01.1990 für  $F_m = 20 \text{ kW/m}$  ein  $F_{mp} = 14,5 \text{ kW/m}$  lieferte, d. h., dass die beiden küstenparallelen Werte etwa die gleiche Größenordnung des Energieflusses und der Strömungsgeschwindigkeit aufweisen. Jedoch würde die Spitze des Energieflusses vom 17./18.01. nach GWK-Daten einen etwa viermal höheren Suspensionsgehalt erzeugt haben.

Die größten Sandverluste aus dem hohen Strand sind bei Verhältnissen wie am 17./18.01.1990 zu erwarten, wenn die küstenparallele Komponente klein ist und der Sand effektiv nur querverlagert wird. Mit ansteigendem  $F_{mp}$  nimmt der küstenparallele Transport zu, er bleibt aber immer klein im Vergleich zu den querverlagerten Mengen. Zum Beispiel erzeugte die Sturmflut vom 25./27.01.1990 für den nördlichen Teil ein Maximum von  $F_p = 38 \text{ kW/m}$ . Über die Dauer des Sturmes von 26 Stunden ergab sich ein Energiefluss  $F_p = 500 \text{ kWh/m}$  mit einem Mittelwert von  $19 \text{ kW/m}$ . Mit den K-Werten für das Berechnungsbeispiel (6.12.4) ergibt die CERC-Formel die Transportmenge über 26 Stunden zwischen  $41\,000 \text{ m}^3$  und  $58\,000 \text{ m}^3$ . Die Auswertungen der beiden Januar-Sturmfluten und der Februar-Sturmflut im Jahre 1990 aus Vermessungsdaten des ALR Husum lieferten für den Nordteil (Länge =  $13,5 \text{ km}$ ) einen Sandverlust aus dem hohen Strand von rd.  $1,0 \text{ Mio. m}^3$  (NEWE, 1994 und DETTE et al., 1994). Daraus wird ersichtlich, dass sich die küstenparallele Transportmenge über die Dauer der Sturmfluten auf die Größenordnung von rd.  $100\,000 \text{ m}^3$  belief; dies entspricht etwa 10 % des Gesamtverlustes aus Düne und Strand.

Aus diesen Gründen ist es notwendig, neben der küstenparallelen Komponente des Energieflusses auch die küstennormale Komponente in einem Ansatz für den Küstenlängstransport in der Form

$$Q_{s,y} = k \int_{t_1}^{t_2} F^n F_p^m \cdot dt \quad (6.52)$$

zu berücksichtigen (RAUDKIVI, 1998), mit  $F$  als Energiefluss,  $k = [(\rho_s - \rho) \cdot g (1 - n)]^{-1}$  sowie  $n$  und  $m$  als empirische Konstanten.

## 6.13 Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes

### 6.13.1 Einleitung

Für die Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes werden auch die verschiedenen Ansätze, die für den küstenparallelen Transport erörtert wurden, angewandt. Der küstennormale Transport ist jedoch schwieriger zu quantifizieren, da sich die Transportrichtungen (seewärts, landwärts) infolge der Wellenbewegung laufend ändern und Transporte in beide Richtungen gleichzeitig auftreten.

Das Bild wird noch weiter durch die Rippströme erschwert, die sich in unregelmäßigen Abständen ausbilden und beachtliche Mengen des Sandes aus der Brandungszone abführen können.

In der Brandungszone ist die Strömung bei auflandigen Winden an der Oberfläche und an der Sohle jeweils landwärts und dazwischen seewärts gerichtet. Diese seewärtige Strömungskomponente kann beachtliche Mengen des suspendierten Sandes über die Brandungslinie hinaus transportieren. Der Nettotransport in der Brandungszone kann landwärts oder seewärts sein (vgl. Abschn. 6.5). Am Beispiel des Bewegungsbeginns von Sedimenten wurde bereits aufgezeigt, dass sich das Sediment mit Zunahme der Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle bei entsprechenden Sturmereignissen über große Flächen des Meeresbodens hin und her bewegt.

In der Brandungszone ist die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn nur bedingt ermittelbar, da der Wert auch von der lokalen Turbulenzintensität infolge Umwandlung der Wellenenergie abhängig ist.

Die Transporte seewärts aus der Brandungszone heraus entstehen aus den geringen Unterschieden in den viel größeren Transportmengen unter Wellenberg und Wellental (kleine Differenzen großer Zahlen). Jedoch über einer riffelbedeckten Sohle kann diese Differenz sogar zu einem Transport in entgegengesetzter Richtung zu der des Massentransportes durch Wellen führen. Die Berechnung solcher Transporte ist als ungenau einzustufen, und es ist darauf hinzuweisen, dass die seewärtigen Transporte vorwiegend nur das Langzeitverhalten eines Küstenbereiches beeinflussen. Es ist weiterhin beachtlich, dass der seewärtige Transport über längere Zeiträume (Jahrzehnte sogar) den küstenparallelen Transport an Umfang übertreffen kann und somit maßgeblich zur Umformung der Küstengestaltung beiträgt. So belief sich z. B. entlang der Fischlandküste zwischen Warnemünde und Darßler Ort das Sanddarlehen aus natürlichem Küstenabbruch und Rückgang sowie aus künstlich zugeführtem Sand in Form von Aufspülungen nahezu auf das 6-fache der Menge, die im küstenparallelen Transport zu den Akkumulationsflächen (Darßler Ort) gelangte (WEISS, 2001).

Die küstennormalen Transporte werden auch das Küstenprofil prägen, und bei anhaltendem Seegang wird sich eine Art Gleichgewichtszustand, d. h. ein Gleichgewichtsprofil, einstellen.

Zur Beschreibung der Beziehung zwischen der Form eines Gleichgewichtsprofils und den hydraulischen bzw. sedimentologischen Bedingungen gibt es ebenfalls unterschiedliche

Ansätze. Sie lassen sich in vier Gruppen zusammenfassen. Danach kann das Gleichgewichtsprofil als Funktion

- der Tiefwasserwellensteilheit  $H_0/L_0$ ,
- der dimensionslosen Sinkgeschwindigkeit  $H/(T \cdot w_s)$ ,
- des Verhältnisses aus Orbitalgeschwindigkeit und Fallgeschwindigkeit  $u/w_s$  und
- der Energiedissipation  $D$

beschrieben werden. Die Ansätze der drei ersten Gruppen konnten bislang für natürliche Bedingungen noch nicht verifiziert werden (VELLINGA, 1986). Die Ansätze, die eine Abhängigkeit der Form des Strandprofils von der Verteilung der Energiedissipation innerhalb der Brandungszone berücksichtigen, sind ein Bestandteil der meisten Berechnungsmethoden (vgl. z. B. ULICZKA u. NAIRN, 1991).

Es gibt aber auch Ansätze, die davon ausgehen, dass die Form eines sich einstellenden Gleichgewichtsprofils allein von den Eigenschaften des Sedimentes abhängt (z. B. EDELMAN, 1968). Andere Modelle wiederum gehen davon aus, dass sich die einmal eingestellte Form eines Profils überhaupt nicht ändert, sondern lediglich die Lage des Profils veränderlich ist (z. B. EDELMAN, 1968).

### 6.13.2 Ansätze für das Gleichgewichtsprofil

BRUUN (1954) beschrieb stabile Strandprofile durch

$$h = A \cdot x^m \quad (6.53)$$

und DEAN (1977) zeigte, dass eine konstante Umwandlungsrate der Wellenenergie über die Breite der Brandungszone mit konstanter Korngröße zu einem Gleichgewichtsprofil der Form

$$h = A \cdot x^{2/3} \quad (6.54)$$

führt, worin  $h$  die Wassertiefe,  $x$  die Entfernung von der Wasserlinie und  $A$  eine Konstante bezeichnen. Dieser Zustand der Wellenenergieumwandlung ist Schwallbrechern zuzuordnen. Der Parameter  $A$  ist von den Eigenschaften des Sediments und von den Wellencharakteristika abhängig. Es gibt eine Anzahl von empirischen Ausdrücken, die  $A$  mit der Sinkgeschwindigkeit des Kornes  $w$ , dem Korndurchmesser  $d$ , der Wellensteilheit  $H/L$  usw. verknüpfen. DEAN (1987) hat die Daten von MOORE (1982) durch

$$A = 0,508 w^{0,44} \quad (6.55)$$

beschrieben, worin  $w$  in m/s ist. Die Daten von MOORE zeigen auch, dass die  $n$ -Werte eine Verteilung haben, deren Modalwert  $n = 2/3$  ist.

VELLINGA (1984) hat in seinem Ansatz neben dem Einfluss des Sedimentes (ebenfalls über die Fallgeschwindigkeit) zusätzlich die Tiefwasserwellensteilheit  $H_0/L_0$  berücksichtigt. In einem halbempirischen Verfahren fand er folgende Funktion für das Gleichgewichtsprofil:

$$h = 0,7 \cdot \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{0,17} \cdot w_s^{0,44} \cdot x^{0,78} \quad (6.56)$$

mit:  $x$  = Abstand von der Küstenlinie in m,  $h$  = Wassertiefe an der Position  $x$  [m],  $H_0$  = Tiefwasserwellenhöhe in m,  $L_0$  = Tiefwasserwellenlänge in m,  $w_s$  = Sinkgeschwindigkeit in m/s.

Diese Funktion beschreibt das Profil unterhalb des Wasserspiegels bis zu einer Wassertiefe, die etwa der signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  entspricht.

Mit Gl. (6.53) wird nicht ein Riff-Rinnen-Profil oder Transportkörper auf dem Profil beschrieben, sondern nur der Teil landwärts der Rinne.

Weiterhin ist noch zu beachten, dass  $x = 0$  eine virtuelle Wasserlinie bezeichnet. Das Profil bei  $x = 0$  ist senkrecht. In der Anwendung wird die der Korngröße und dem Seegang entsprechende Strandneigung an der Wasserlinie als eine Tangente zu Gl. (6.53) angepasst, d. h. die eigentliche Wasserlinie liegt landwärts von  $x = 0$ . Die Strandneigung einer stabilen Küste kann über

$$\tan \beta = C d_{\text{mm}}^{1,87}; C = 0,45 F^{-0,4} \quad (6.57)$$

abgeschätzt werden, worin  $F$  den Wellenenergiefluss in kW/m bezeichnet (RAUDKIVI, 1998; RAUDKIVI u. DETTE, 2002). An rückgängigen Küsten kann die Strandneigung beachtlich steiler werden.

Das Gleichgewichtsprofil ist eingehend im Schrifttum behandelt, z. B. DEAN (1977, 1991), KRIEBEL u. DEAN (1985); INMAN et al. (1993) und LARSON (1991) für den Fall, wo sich die mittlere Korngröße über die Breite der Brandungszone seewärts verringert.

Versuche im GWK (DETTE et al., 1995) haben gezeigt, dass wenn eine Küste rückgängig ist, das Profil besser durch

$$H = KA x^{0,3} \quad (6.58)$$

beschrieben werden kann, worin  $K$  die Größenordnung von 5 bis 7 hat. Diese Profilform geht auch aus Messdaten von der Westküste vom Fischland hervor (RAUDKIVI u. DETTE, 2002). Wo die Küste rückgängig ist, wird das Profil über die aktive Zone flacher und an der Wasserlinie steiler, wie in Abb. A 6.5 veranschaulicht. An einzelnen Stellen erreicht die Neigung an der Wasserlinie eines 0,2-mm-Sandstrandes 1 : 10 bis 1 : 9.

### 6.13.3 Numerisches Modell von KRIEBEL

Das Modell EDUNE von KRIEBEL (1989) zur Voraussage der Umlagerungsmenge in küstennormaler Richtung beruht auf der Überlegung, dass sich z. B. im Verlauf eines Sturmereignisses durch den steigenden Wasserstand der Brechpunkt der Wellen in Richtung der Küste bewegt. Dabei erhöht sich die Umwandlung der Wellenenergie in der Brandungszone des Profils gegenüber dem gleichen Abschnitt im Gleichgewichtsprofil und führt damit zu einer Erosion der Strandoberfläche. Auf dieser Überlegung basierend lässt sich der Sedimenttransport  $Q_s$  an einem beliebigen Punkt innerhalb des Querprofils nach folgender Gleichung berechnen:

$$Q_s = k \cdot (D - D^*) \quad (6.59)$$

mit:  $Q_s$  = Sedimenttransport in  $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ,  $D$  = tatsächliche Energiedissipation in  $\text{W}/\text{m}^3$ ,  $D^*$  = Energiedissipation im Gleichgewichtsprofil in  $\text{W}/\text{m}^3$ ,  $k$  = empirische Konstante in  $\text{m}^5/\text{W} \cdot \text{s}$ .

Die Energiedissipation in der Brandungszone eines Küstenprofils ergibt sich in Übereinstimmung mit der Linearen Wellentheorie nach AIRY-LAPLACE für den Flachwasserbereich aus:

$$D = \frac{1}{h} \frac{\partial F_m}{\partial x} = \frac{5}{16} \cdot \rho_w \cdot g^{\frac{3}{2}} \cdot \kappa^2 \cdot h^{\frac{1}{2}} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (6.60)$$

Die Energiedissipation in einem Gleichgewichtsprofil (Gl. 6.54) nach DEAN (1977) ist eine Konstante und berechnet sich durch:

$$D_* = \frac{5}{24} \cdot \rho_w \cdot g^{\frac{3}{2}} \cdot \kappa^2 \cdot A^{\frac{3}{2}}. \quad (6.61)$$

Durch  $\kappa$  wird das Verhältnis von Wellenhöhe zu Wassertiefe beim Brechen der Welle ausgedrückt. Hier kann bei der Annahme von Schwallbrechern  $\kappa = 0,78$  eingesetzt werden.

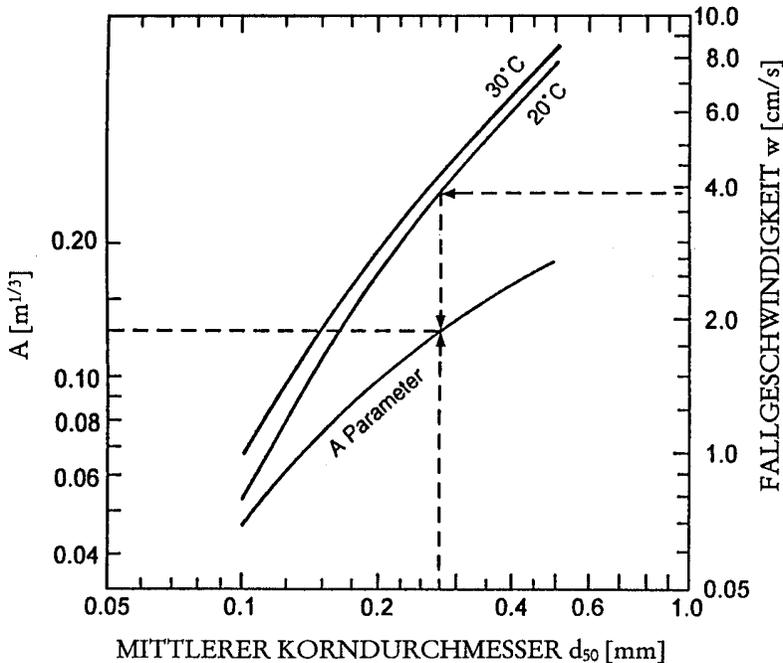


Abb. A 6.13: Zusammenhang zwischen dem Parameter A, dem mittleren Korndurchmesser  $d_{50}$  und der Fallgeschwindigkeit  $w_s$  (nach KRIEBEL, 1989)

Der Gleichgewichtsprofilparameter ist abhängig von der Korngrößenverteilung des vorhandenen Sedimentes. Für die Berechnung mit dem vorgestellten Modell kann ein empirischer Zusammenhang angenommen werden, wie er in Abb. A 6.13 angegeben ist.

Im Modell von KRIEBEL (1989) ist die empirische Konstante  $k$  standardmäßig mit  $8,74 \cdot 10^{-6} \text{ m}^5/\text{Ws}$  angegeben. In dieser Größenordnung liegt der Wert auch bei Anwendung des Modells für die Insel Sylt, so dass sich für eine schwere Sturmflut (z. B. Januar oder Februar 1990) Abbruchraten oberhalb des Scheitelwasserstandes bis etwa  $100 \text{ m}^3/\text{ld. m}$  ergeben.

#### 6.13.4 Numerisches SBEACH-Modell

Bei dem Modell SBEACH von LARSON (1988) handelt es sich ebenfalls um ein Quasi-2D-Modell zur Berechnung der Querprofilveränderungen infolge von küstennormalem Sedimenttransport. Für die Bestimmung des Massentransportes in der Brandungszone des Pro-

files wird dabei ein ähnlicher Ansatz wie bei KRIEBEL verwendet. Die Gl. (6.59) wird lediglich um einen Term erweitert, der den Einfluss der lokalen Vorstrandneigung berücksichtigt. LARSON geht davon aus, dass durch eine größere Neigung der abwärts gerichtete Transport erhöht wird:

$$Q_s = k \cdot \left( D - D_s + \frac{\varepsilon}{k} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta x} \right). \quad (6.62)$$

Der zweite Ausdruck in der Klammer ist ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Neigungsabhängigkeit; die übrigen Variablen entsprechen in ihrer Bedeutung denen nach dem Modell von KRIEBEL.

Die Richtung des Sedimenttransportes ergibt sich im Gegensatz zum Modell von KRIEBEL nicht aus dem Vorzeichen von  $Q_s$ , sondern sie wird durch ein empirisches Kriterium ermittelt. Wenn

$$\frac{H_0}{L_0} > 0,0007 \cdot \left( \frac{H_0}{w_s \cdot T} \right)^3 \quad (6.63)$$

ist, dann erfolgt eine Sedimentumlagerung in seewärtiger Richtung; anderenfalls stellt sich ein landwärts gerichteter Transport ein. Bei relativ langen Wellen bildet sich demnach ein Bermenprofil aus, während bei größeren Wellensteilheiten tendenziell ein Riff mit dem Sandmaterial aus dem Strandbereich aufgebaut wird. Um Konflikte mit der sich theoretisch aufgrund des Vorzeichens aus Gl. (6.62) ergebenden Transportrichtung zu vermeiden, wird bei negativem Ergebnis  $Q_s = 0$  gesetzt.

#### 6.14 Schutzbedarf sandiger Küsten

Der Schutzbedarf von Küsten ist weltweit auf die zunehmende Besiedlungsdichte in den zurückliegenden Jahrhunderten zurückzuführen. Durch menschliches Eingreifen wurden die Küsten aus vormaligen Naturlandschaften zu Kulturlandschaften mit künstlichen Küstenlinien umgeformt. Die Bedeutung des Küstenschutzes wächst mit der Dichte der Besiedlung und mit dem Wert der Bebauung. Wo früher nur einige kleine Fischerdörfer standen, befinden sich heute Großstädte, häufig mit kilometerlanger Bebauung längs der Küste, an der vielerorts katastrophale Erosionszustände vorherrschen.

Schutzbedarf bedeutet für eine Sandküste, dass im Jahresmittel mehr Sand aus dem gegebenen Küstenabschnitt hinausgeht als hereinkommt, d. h. es existiert ein Erosionszustand.

Bei menschlichen Eingriffen ist zu unterscheiden zwischen Maßnahmen zur Verhinderung und zur Reduzierung von Erosion, d. h. zwischen festen Bauwerken, die zur Verfelsung der Küste führen, und weichen Maßnahmen wie der Ersatz von Sandverlusten durch Sandvorspülungen (s. Empfehlungen D der EAK 93). Hierzu sind vielfältige Lösungsvorschläge entwickelt worden. Wichtig ist bei allen Schutzmaßnahmen, dass der betreffende Küstenabschnitt grundsätzlich immer als eine Einheit betrachtet und nicht in Einzelabschnitte (z. B. Objektschutz) aufgeteilt wird.

Ein lokaler „Schutz“ bedeutet immer, dass das Problem den angrenzenden Bereichen zugeschoben wird. Die Folgen einer solchen Vorgehensweise wurden, z. B. durch den Bau eines Längs- und Querwerkes aus Tetrapoden im Jahre 1968, zum Schutz einer Sommerhaussiedlung in Hörnum/Sylt eindeutig vor Augen geführt (vgl. z. B. DETTE, 1997) sowie der Schutz eines Anwesens in Kampen/Kliffende (vgl. z. B. NICKELS u. HEERTEN, 2000).

Die Schutzmaßnahmen, die angewendet werden, sind hauptsächlich von den Zweckvorstellungen bestimmt. Im Prinzip ermöglicht es der Stand der Bautechnik problemlos, Land durch feste Bauwerke zu schützen, wohingegen der Schutz des natürlichen Strandes mit vertretbarem Kostenaufwand wesentlich schwieriger ist. Das Land kann durch eine totale Verfelsung geschützt werden, z. B. durch eine erosionsfeste Wand. Eine derartige Maßnahme führt bekanntlich vor der Wand zu einem Strandabtrag infolge Wellenreflexion, so dass im Laufe der Zeit kein Strand mehr vorhanden sein wird.

Die Methoden zum Schutz einer sandigen Küste, die zwischen hart (Verfelsung) und weich (Sandersatz) variieren, können in folgende Zielsetzungen unterteilt werden:

- Reduzierung des wellenerzeugten Energieflusses in die Brandungszone und
- Reduzierung oder Ersatz der Sandverluste (Erosion) aus der Brandungszone.

Das Erfordernis des Küstenschutzes ist hauptsächlich bedingt durch den seegangserzeugten Energiefluss in die Brandungszone. Er lässt sich durch verschiedene Formen von Wellenbrechern beeinflussen, wozu auch ein natürlich vorhandenes Riff als Form eines der Küste vorgelagerten Wellenbrechers zu zählen ist.

Durch das Brechen der Wellen vor der Küste, z. B. über einem Riff, wird der Strand entlastet. Der Sandstrand ist der effektivste Energieumwandler, den die Natur geschaffen hat, er ist jedoch nie konstant in seiner Lage und Form. Der Strand versucht die Form des Unterwasserprofils laufend dem vorherrschenden Seegang anzupassen, d. h. jeweils ein Gleichgewichtsprofil in Abhängigkeit vom Seegang und vom vorhandenen Strandmaterial zu erreichen.

Auf dem Gleichgewichtsprofil erfolgt im Vergleich zu einem steileren Erosionsprofil die Umwandlung der Wellenenergie über eine größere Profilbreite, wodurch der küstennormale Sedimenttransport gegen Null geht und die Menge von suspendiertem Sand ebenfalls ein Minimum erreicht. Folglich weist auch der Küstenlängstransport ein Minimum auf, und ein angestrebter Strandschutz ist daher gleichbedeutend mit einer Unterhaltung der Brandungszone im Sinne eines Gleichgewichtsprofils.

Um die Sandverluste aus der Brandungszone bzw. aus dem Sandersatz durch Sandvorspülungen zur Unterhaltung der Brandungszone zu reduzieren, ist es notwendig, die küstenparallele Strömung zu verlangsamen. Dies wird an der Ostseeküste z. B. durch die durchlässige Bühnenbauweise erreicht (vgl. TRAMPENAU, 2000 sowie DETTE et al., 2002). Wo der Unterwasserstrand zu steil und der trockene Strandbereich für die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils zu schmal ist, bietet es sich an, durch den Einbau einer Unterwasserschwelle, z. B. am seewärtigen Ende von Bühnenfeldern, als Stütze die Brandungszone durch Sandvorspülung zu einem Gleichgewichtsprofil anzuheben. Die Stufe sollte aus nicht oder schwer erodierbarem Material hergestellt werden.

Der Schutz einer sandigen Küste bzw. das Küstenmanagement umfasst vorwiegend folgende Zielvorstellungen:

- Gewährleistung des Hochwasserschutzes beim Bemessungshochwasser als primäre Aufgabe des Küstenschutzes,
- Beibehaltung des Landschaftsbildes,
- Unterhaltung des Strandes als ein Wirtschaftsfaktor (Tourismus) und
- Minimierung des Kostenaufwandes für Erstellung und Unterhaltung Küstenschutzmaßnahmen.

Erforderliche Schutzmaßnahmen bei derartigen Vorgaben können in

- Strandunterhaltung und
- Hochwasserschutz beim Bemessungshochwasser

getrennt werden. Die Strandunterhaltung zur Beeinflussung des Küstenrückganges ist, wie bereits erwähnt, gleichzusetzen mit dem Ersetzen der Sandverluste durch wiederholte Aufspülungen. Diese Methode kann sich jedoch im Laufe der Jahre zu großen Vorspülmengen mit entsprechend hohen Kostenaufwendungen aufsummieren. Auf längere Sicht ist es daher aus volkswirtschaftlicher Sicht, bei gleichem Wirkungsgrad, notwendig, den mittleren jährlichen Sandbedarf zum Erhalt des Status quo zu minimieren.

Wenn trotz umfangreicher Sandvorspülungen am Strand und in der ufernahen aktiven Zone (an der Ostsee etwa bis zur 5-m-Tiefenlinie) eine Stabilisierung des Küstenbereiches, z. B. aufgrund großräumiger Sedimenttransportprozesse, nicht erreicht werden kann und sich die Rückgangstendenzen fortsetzen, lässt sich die Auflage der Kostenminimierung nur durch Änderungen in der bisherigen Schutzkonzeption realisieren. Es empfiehlt sich in diesem Falle die Konzentration auf den Strandschutz, um den Sandverlust aus der ufernahen Brandungszone infolge Küstenlängstransport bei alltäglichen Verhältnissen und Ausräumungen aus den Dünen bei Sturmfluten zu minimieren.

Der Strandschutz wird vorwiegend von der Brandungszone geleistet, die an rückgängigen Küsten gewöhnlich schmal und damit einer hohen Energiebelastung je Flächeneinheit ausgesetzt ist, was gleichbedeutend mit einem hohen Erosionspotential ist. Auf einem Gleichgewichtsprofil für das gegebene Strandmaterial ist die Umwandlung der Wellenenergie gleichmäßiger verteilt, mit dem Vorteil, dass sowohl der küstennormale Sedimenttransport als auch die Menge des suspendierten Sandes ein Minimum erreichen. Das bedeutet, dass auch der Küstenlängstransport ein Minimum aufweist. Folglich ist Strandschutz gleichzusetzen mit der Aufgabe, die Brandungszone zu unterhalten, d. h. überall dort, wo es die natürlichen Strandverhältnisse nicht erlauben, ein künstliches Gleichgewichtsprofil zu schaffen.

Um den Sandbedarf zur Unterhaltung eines rückgängigen Strandes zu minimieren ist es wichtig, die großen Sandmengen, die während der Sturmfluten aus dem Dünenbereich quer- verlagert werden, durch Kontrollmaßnahmen zu minimieren. Dieser querverlagerte Sand liegt nach der Sturmflut auf dem Gleichgewichtsprofil, das den alltäglichen Zuständen entspricht. Dieses Profil harmonisiert nicht mehr mit dem nachfolgenden normalen Seegang, der wiederum bestrebt sein wird, den vorherigen Gleichgewichtszustand wieder herzustellen. Dabei werden erhöhte Mengen des Sandes suspendiert, und der Sand wird schnell durch den küstenparallelen Transport verfrachtet. Da rückgängige Küsten Sand aus dem Küstenbereich verlieren, wird der überschüssige Sand aus der Region herausgetragen. Nur ein Teil des querverlagerten Sandes wird von dem langwelligen Seegang auf den Strand zurückgetragen.

Wie vorher erörtert, weist die Menge des mobilisierten/suspendierten Sandes auf einem Gleichgewichtsprofil ein Minimum auf. Deswegen ist es wichtig, dass auch das Profil des trockenen Strandes bei erhöhten Wasserständen näherungsweise einem Gleichgewichtsprofil entspricht. Meistens ist der trockene Strand an rückgängigen Küsten nicht breit genug, um den Seegang von der Düne fernzuhalten, so dass Dünen (und Kliffe) während schwerer Sturmfluten große Mengen, mehr als 100 m<sup>3</sup>/lfd. m, an Substanz verlieren können. Diese Ereignisse treten im Mittel in Zeitabständen von vielen Jahren auf und werden dann auch nur einen oder zwei Tage andauern. Die großen Materialverluste können durch bauliche Maßnahmen beachtlich reduziert werden. DETTE u. RAUDKIVI (1994) haben auf der Grundlage von Versuchen im GWK (FÜHRBÖTER et al., 1991) den Einbau einer Geotextil-Membran beschrieben. Die Membran ist während der Normalwetterlagen mit Sand bedeckt. Der Strand muss so ausgelegt und unterhalten werden, dass nur schwere Sturmfluten mit einem mittleren Wiederkehrintervall von rd. 10 bis 15 Jahren die Düne erreichen. Während solch höherer Sturmfluten wird die Sandbedeckung der Membran entfernt, aber die Düne wird nicht

ausgeräumt. Die Sandbedeckung kann nach der Sturmflut wieder hergestellt werden, und in Zeitabständen von rd. 15 Jahren sind die derartigen Unterhaltungskosten minimal verglichen mit den Einsparungen am Sandbedarf für regelmäßige Wiederholungsvorspülungen zur Sicherung des Hochwasserschutzes durch Dünen.

### 6.15 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt 6

- ACKERS, P. u. WHITE, W. R.: Sediment Transport, New Approach and Analysis, Proc. ASCE, New York, Vol. 99, HY 11, 2041–2060, 1973.
- BAGNOLD, R. A.: Mechanics of Marine Sedimentation. The Sea, edited by M. N. Hill, 507–508, Interscience Publication, 1963.
- BAYRAM, A.; LARSON; MILLER, H. C. u. KRAUS, N. C.: Cross-Shore Distribution of Longshore Sediment Transport: Comparison Between Predictive Formulas and Field Measurements. J. Coastal Engineering, Vol. 44, 79–99, 2001.
- BIJKER, E. W.: Some Considerations About Scales for Coastal Models with Movable Bed. Delft Hydraulics Lab., publication no. 50, 1967.
- BIJKER, E. W.: Littoral Drift as a Function of Waves and Currents. Proc. 11th Coastal Eng. Conf. (London), ASCE, New York, Vol. I, 415–435, 1968.
- BIJKER, E. W.: Longshore Transport Computations. J. Waterways, Harbours and Coastal Eng. Division, ASCE, New York, WW4, 687–702, 1971.
- BIRKEMEIER, W. A.: Field Data on Seaward Limit of Profile Change. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol. 111(3), 598–602, 1985.
- BODGE, K. R. u. KRAUS, N. C.: Critical Examination of Longshore Transport Rate Magnitude. Proc. Coastal Sediment '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 139–155, 1991.
- BROWN, C. B.: Sediment Transport, Chapter XII, Engineering Hydraulics, edited by H. Rouse, Wiley & Sons, 1950.
- BRUUN, P.: Coast Erosion and Development of Beach Profiles. U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Techn. Memo. No. 44, 1954.
- CLIFTON, H. E. u. DINGLER, J. R.: Wave-Formed Structures and Paleo-Environmental Reconstruction. Developments in Sedimentology, editors B. Greenwood and R.A. Davis Jr., Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. 39, 165–198, 1984.
- DEAN, R. G.: Equilibrium Beach Profiles: US Atlantic and Gulf Coast. Univ. of Delaware (Newark, USA), Ocean Eng. Report, No. 12, 1977.
- DEAN, R. G.: Coastal Sediment Processes: Toward Engineering Solutions. Keynote Address. Proc. Coastal Dynamics '87 (New Orleans, USA), ASCE, New York, Vol. I, 1–24, 1987.
- DEAN, R. G.: Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications. J. Coastal Research, Vol. 7, No. 1, 1991.
- DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, Heft 41, 1–143, 1974.
- DETTE, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie. Statusseminar Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Kiel, 97–124, 1991.
- DETTE, H. H.; RAHLF, H.; WU, Y. u. PETERS, K.: Wave Measurements Across the Surf zone at Equilibrium Beach Profile – Prototype Experiments (1990/91) with Monochromatic Waves and Wave Spectra –. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 762, unpublished, 1992a.
- DETTE, H. H.; RAHLF, H. u. PETERS, K.: Suspension measurements Across the Surf zone – Prototype Experiments (1990/91) with Monochromatic Waves and Wave Spectra –. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 763, unpublished, 1992b.
- DETTE, H. H. u. RAUDKIVI, A. J.: Beach Nourishment and Dune Protection. Proc. 24th Coastal Eng. Conf. (Kobe, Japan), ASCE, New York, Vol. II, 1934–1945, 1994.
- DETTE, H. H.; NEWE, J. u. PETERS, K.: Numerische Modellierung des Küstenabbruches an der Westküste der Insel Sylt. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 778, unveröffentlicht, 1994.

- DETTE, H. H. u. RAHLF, H.: Küstenlängstransportmodell STP-LONG für Anwendungen an der Westküste der Insel Sylt, Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 779, unveröffentlicht, 1994.
- DETTE, H. H. u. SPINGAT, F.: About rip currents at a mesotidal coast. Proc. Coastal Dynamics '95 (Gdansk, Poland), ASCE, New York, 477–488, 1995.
- DETTE, H. H.; NEWE, J. u. PETERS, K.: Large Wave Flume Experiments '93. Vol. I: Data Report, Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 787, unpublished, 1995.
- DETTE, H. H.: Evaluation of Long-Term Dune Recession Data. Proc. Coastal Dynamics '97 (Plymouth, UK), ASCE, New York, 634–643, 1997.
- DETTE, H. H.: Der Schutzbedarf sandiger Küsten am Beispiel der Westküste des Fischlandes. Zeitschrift für Geolog. Wissenschaften, Berlin, 28(6), 647–660, 2000.
- DETTE, H. H.; RAUDKIVI, A. J. u. OUMERACI, H.: Morphologische Änderungen des Unterwasserstrandes an der Westküste des Fischlandes. Die Küste, Heft 64, 2001.
- DETTE, H. H.: Nearshore Wave Directional Wave Measurements for Coastal Management. Proc. 4th Int. Symp. on Wave Measurement and Analysis WAVES 2001 (San Francisco), ASCE, New York, 2001 (im Druck).
- DETTE, H. H.; LARSON, M.; MURPHY, J.; NEWE, J.; PETERS, K.; RENIERS, A. u. STEETZEL, H.: Application of Prototype Flume Tests for Beach Nourishment Assessment. J. Coastal Engineering, Vol. 47, No. 2, 137–177, 2002.
- DETTE, H. H.; RAUDKIVI, A. J. u. OUMERACI, H.: Permeable Pile Groins. J. Coastal Research, special issue, submitted, 2002.
- DU BOYS, M. P.: Le Rhône et les Rivières à Lit affouillable. Mem. Doc., Pont et Chaussées, Ser. 5, Vol. XVIII, 1879.
- DINGLER, J. R.: The Threshold of Grain Motion Under Oscillation Flow in a Laboratory Wave Channel. J. Sediment. Petrol., Vol. 49, 287–214, 1979.
- EAK: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1993. Die Küste, Heft 55, 1993.
- EDELMAN, T.: Dune Erosion during Storm Conditions. Proc. 11th Int. Conf. on Coastal Engineering (London), ASCE, New York, 719–722, 1968.
- EINSTEIN, H. A.: Formulae for the Transport of Bed Load. ASCE Transactions, VOL. 107, Paper No. 2140, 1942.
- EINSTEIN, H. A.: The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows. Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington D.C., 1950.
- ENGELUND, F. u. HANSEN, E.: A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, 1967.
- ERCHINGER, H. F.: Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog. Die Küste Heft 43, 181–204, 1986.
- FENTON, J. D. u. MCKEE, W. D.: On Calculating the Lengths of Water Waves. J. Coastal Engineering, Vol. 14, 499–514, 1990.
- FRIJLINK, H. C.: Discussion des Formules de Débit Solide de KALINSKE, EINSTEIN et MEYER-PETER et MUELLER compte tenu des mesures récentes de transport dans les rivières Néerlandaise. 2ième Journal Hydraulique. Soc. Hydraulique de France, Grenoble, 98–103, 1952.
- FÜHRBÖTER, A.: Über mikrobiologische Einflüsse auf den Erosionsbeginn bei Sandwatten. Wasser und Boden, 35. Jg., 106–116, 1983.
- FÜHRBÖTER, A.; RAUDKIVI, A. J.; DETTE, H. H.: Untersuchungen zur Begrenzung der Ausräumung des hohen Strandes vor Dünen über die Dauer von Sturmfluten. Teil A: Theoretische Vorbetrachtungen. Teil B: Versuche im Großen Wellenkanal. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 721, unveröffentlicht, 1991.
- HALLERMEIER, R. J.: A Profile for Seasonal Sand Beaches from Wave Climate. J. Coastal Engineering, Vol. 4, 253–277, 1981.
- INMAN, D. L.; HANY, M.; ELWANY, M. H. S. u. JENKINS, S. A.: Shorerise and Bar-Berm Profiles on Ocean Beaches. J. Geophys. Research, Vol. 98, 18181–18199, 1993.
- KALINSKE, A. A.: Movement of Sediment as Bed Load in Rivers. Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 28, No. 4, 615–620, 1947.
- KALKANIS, G.: Transportation of Bed Material Due to Wave Action. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Technical Memorandum No. 2, 1964.

- KAMPHUIS, J. W.; DAVIES, M. H.; NAIRN, R. B. u. SAYAO, O. J.: Calculation of Littoral Sand Transport Rate. *J. Coastal Engineering*, Vol. 10, 1–21, 1986.
- KAMPHUIS, J. W.: Along Shore Sediment Rate Distribution. *Proc. Coastal Dynamics '91* (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 170–183, 1991.
- KOMAR, P. D. u. INMAN, D. L.: Longshore Sand Transport on Beaches. *J. Geophys. Research*, Vol. 75, No. 30, 5914–5927, 1970.
- KOMAR, P. D. u. MILLER, M. C.: Sediment Threshold Under Oscillatory Waves. *Proc., 14th Coastal Eng. Conf.* (Copenhagen), ASCE, New York, Vol. 2, 756–775, 1974.
- KOS'YAN, R. D.; ANTYSYFEROV, S. V.; DACHEV, V. Z. u. PYKHOV, N. V.: Determination of the Absolute Concentration of Suspended Sediment According to Information Obtained through Bathometers-Accumulators. *Interactions of the Atmosphere, Hydrosphere and Lithosphere in the Nearshore Zone, Results of the International Experiments „Kamchiya 78“*, Bulgarian Academy of Science (in Russisch), 1982.
- KRAUS, N. C.; LARSON, M. u. KRIEBEL, D. L.: Evaluation of Beach Erosion and Accretion Predictors. *Proc. Coastal Sediments '91* (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 572–587, 1991.
- KRIEBEL, D. L. u. DEAN, R. G.: Numerical Simulation of Time-Dependent Beach and Dune Erosion. *J. Coastal Engineering*, Vol. 9, 221–260, 1985.
- KRIEBEL, D. L.: Users Manual for Dune Erosion Model EDUNE, U.S. Naval Academy, Annapolis, 1989.
- LARSON, M.: Quantification of Beach Profile Change. Lund University, Institute of Science and Technology, Report No. 1008, 1988.
- LARSON, M.: Equilibrium Profile of a Beach With Varying Grain Size. *Proc. Coastal Sediments '91* (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 905–919, 1991.
- MADSEN, O. S. u. GRANT, D.: Quantitative Description of Sediment Transport by Waves. *Proc. 15th Coastal Eng. Conf.* (Honolulu, USA), ASCE, New York, Vol. II, 1093–1112, 1976.
- MEYER-PETER, E. u. MÜLLER, R.: Formulas for Bed Load Transport. 2nd International IAHR Congress, Stockholm, 1949.
- MOORE, B. D.: Beach Profile Evolution in Response to Water Level and Wave Height. M.S. Thesis, Dept. of Civil Eng. Univ. of Delaware, (Newark, USA), 1982.
- NEWE, J.: Anwendungsorientierte Simulation von Dünen- und Aufspülprofilräumungen bei Sturmfluten für die Westküste von Sylt. Statusseminar 1994: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase II. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Husum, 126–143, 1994.
- NICHOLLS, R. J.; BIRKEMEIER, W. A. u. HALLERMEIER, P. J.: Application of the Depth of Closure Concept. *Proc. 25th Coastal Eng.* (Orlando, USA), ASCE, New York, Vol. III, 3874–3887, 1996.
- NICKELS, H. und HEERTEN, G.: Objektschutz Haus Kliffende, HANSA – Schifffahrt-Schiffbau-Hafen, 137. Jg. Nr. 3, 72–75, 2000.
- NIELSEN, P.: Field Measurements of Time-Averaged Suspended Sediment Concentration Under Waves. *Coastal Engineering*, Vol. 8, 51–72, 1984.
- PETERS, K.: Morphodynamik in der Brandungszone sandiger Küsten – Konzentrationsverteilung suspendierter Sedimente. *Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig*, Heft 146, 165–411, 2000.
- RAHLF, H.: STP-Long: Ein numerisches Modell zur Simulation von Küstenlängstransportprozessen (Anwendungsbeispiele). Statusseminar 1994: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase II. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Husum, 106–125, 1994.
- RAUDKIVI, A. J.: Grundlagen des Sedimenttransportes, Springer Verlag, 1982.
- RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics. 3rd Edition, Pergamon Press, 1990.
- RAUDKIVI, A. J. u. DETTE, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung. a) HANSA – Schifffahrt-Schiffbau-Hafen, 128. Jg. Nr. 23/24, 1432–1438, 1991 b) *Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig*, Heft 111, 330–408, 1991.
- RAUDKIVI, A. J. u. DETTE, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht in der Brandungszone. *Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft*, 48. Band, 232–238, Schifffahrts-Verlag „Hansa“, Hamburg, 1993.
- RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics, 4th Edition, Balkema Verlag, Rotterdam, 1998.

- RAUDKIVI, A. J. u. DETTE, H. H.: Reduction of Sand Demand for Shore Protection. J. Coastal Engineering, special issue, accepted, 2002.
- RIS, R. C.: Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Eng., Report No. 97-4, 1-155, 1997.
- SCHOCKLITSCH, A.: Handbuch des Wasserbaus, Springer Verlag, Berlin, 1950.
- SCHOONEES, J. S. u. THERON, A. K.: Improvement of the Most Accurate Longshore Transport Formula. Proc. 25th. Coastal Eng. Conf. (Orlando, USA), ASCE, New York, Vol. III, 3652-3665, 1996.
- SPM: Shore Protection Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Miss., USA, 1973, 1977 and 1984.
- THOMPSON, E. F. u. HARRIS, D. L.: A Wave Climatology for U.S. Coastal Waters. Proc. 4th Offshore Techn. Conf. (Houston, USA), ASCE, New York, Vol. II, 675-688, 1972.
- TRAMPENAU, T.: Laborexperimente zur hydraulischen Wirksamkeit durchlässiger Bühnen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 146, 1-164, 2000.
- ULICZKA, K.: Zur messtechnischen Erfassung des Sedimenttransportes unter Sheet-Flow Bedingungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 105, 1-158, 1989.
- ULICZKA, K. u. NAIRN, R. B.: Cross-Shore Sediment Transport Modelling and Comparison with Tests at Prototype Scale. Proc. Coastal Sediments '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 462-476, 1991.
- VAN RIJN, L. C.: Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport. J. Hydraulic Engineering, No. 11, 1984.
- VAN RIJN, L. C.: Handbook Sediment Transport by Currents and Waves. Delft Hydraulics, Report H 461, 1989.
- VELLINGA, P.: A Tentative Description of a Universal Erosion Profile for Sandy Beaches and Rocky Beaches. J. Coastal Engineering, Vol. 8, 177-192, 1984.
- VELLINGA, P.: Beach and Dune Erosion during Storm Surges. Delft Hydraulics Communication No. 372, Delft, 1986.
- WEISS, D.: Einflüsse von Bauwerken auf die Sedimentdynamik. Tagungsband HTG Kongress '01, Hamburg, 2001.

## 7. Eisgang

### 7.1 Vorbemerkungen

Die Eisforschung als Disziplin der Physik, der Geophysik oder als Gletscherkunde reicht weit in die Vergangenheit zurück. Als fester Aggregatzustand des Wassers war das Eis schon immer Gegenstand physikalischer Untersuchungen. Hierbei handelt es sich z. B. um das Studium der Kristallisationsformen, der Temperaturleitfähigkeit, der Bestimmung der Dichte und der Veränderungen mit der Temperatur oder der Gefrieränderungen infolge verschiedener Beimengungen.

Nach 1950 hat sich die Eis-Ingenieurforschung als neue Disziplin entwickelt. Anfänglich ging es hierbei hauptsächlich um die Errichtung von Militärbasen in der Arktis, wofür z. B. die Belastungsgrenzen von Eisdecken ermittelt werden mussten. Danach haben mit der Entdeckung von Öl, Gas und mineralischen Bodenschätzen in der Arktis wirtschaftliche Gründe zu einem starken Aufschwung der Eis-Ingenieurforschung geführt. Diese mehr anwendungsorientierte Forschung kann in folgende Teilgebiete untergliedert werden:

1. Grundlagenforschung über physikalische Eigenschaften des Eises
2. Eisverhältnisse
3. Eisbrechen mit Schiffen
4. Eiskräfte auf Bauwerke
5. Hydrodynamik des Eises in strömenden Gewässern
6. Modellversuche.

### 7.2 Eisbildung und Arten von Eis

#### 7.2.1 Allgemeines

Reines, luftgesättigtes Wasser hat die größte Dichte von  $1,0 \text{ g/cm}^3$  bei  $+4 \text{ }^\circ\text{C}$  und gefriert bei  $0 \text{ }^\circ\text{C}$ . Durch das Vorhandensein von gelöstem Salz nimmt die Gefriertemperatur mit dem Salzgehalt linear ab (Abb. A 7.1, Kurve 1). Meerwasser mit einem Salzgehalt von 35 ‰ gefriert z. B. erst bei  $-1,8 \text{ }^\circ\text{C}$ . Auch die Temperatur, bei der die größte Dichte im Wasser auftritt, sinkt mit zunehmendem Salzgehalt (Abb. A 7.1, Kurve 2), aber nur bis  $-1,33 \text{ }^\circ\text{C}$ . Bei dieser Temperatur, zu der ein Salzgehalt von 24,7 ‰ gehört, treffen beide Kurven zusammen, so dass bei weiter steigendem Salzgehalt das Dichtemaximum des Wassers im jeweiligen Gefrierpunkt liegt. Der Salzgehalt von 24,7 ‰ wird deshalb auch als Merkmal zur Unterscheidung des Brackwassers vom Meerwasser benutzt.

#### 7.2.2 Bildung von Oberflächeneis

Reines Oberflächeneis bildet sich nur auf stehenden oder langsam fließenden Gewässern. Bevor das Wasser an der Oberfläche gefriert, entwickelt sich mit der abnehmenden Lufttemperatur eine vertikale Dichteströmung, indem sich das Wasser an der Oberfläche durch Wärmestrahlung abkühlt, dabei an Dichte zunimmt und nach unten sinkt. Wärmeres, spezifisch leichteres Wasser steigt dafür nach oben auf. Diese Dichteströmung setzt sich so lange fort, bis überall im Wasser diejenige Temperatur herrscht, bei der das Wasser seine größte Dichte erreicht hat. Bei Meerwasser dauert dieser Vorgang länger als bei Süßwasser,

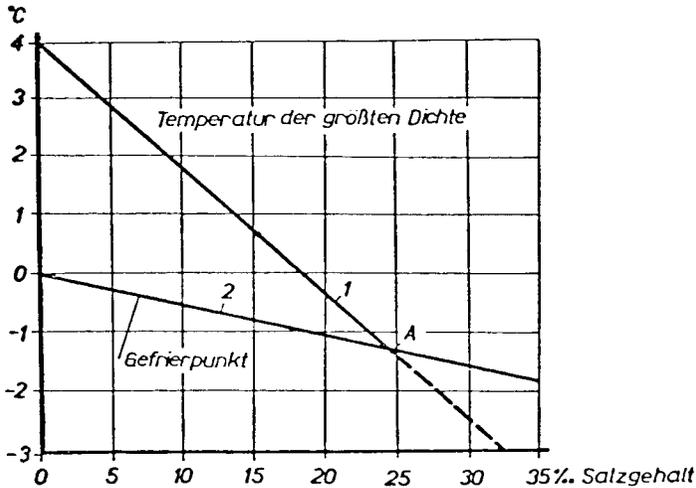


Abb. A 7.1 Veränderung des Gefrierpunktes und der Temperatur des Dichtemaximums mit dem Salzgehalt (nach POUNDER, 1965)

weil das Dichtemaximum des Meerwassers um rund  $6\text{ }^{\circ}\text{C}$  unter dem des Süßwassers liegt. Dafür gefriert das Salzwasser dann aber sofort, während die obere Schicht des Süßwassers nach dem Erreichen des Dichtemaximums erst um soviel Grad Celsius abgekühlt werden muss, wie zwischen der Temperatur des Dichtemaximums und des Gefrierpunktes liegen. Durch Turbulenzen wird der Temperatúraustausch im Wasser beschleunigt, so dass der Gefrierpunkt früher erreicht wird.

### 7.2.3 Bildung von Salzwassereis (Meer-Eis)

Wenn ruhiges Salzwasser gefriert, bilden sich kleine, scheibenförmige Kristallplättchen mit regelmäßiger Anordnung der Sauerstoff- und Wasserstoffatome im hexagonalen Kristallgitter (Abb. A 7.2). Aus Stabilitätsgründen schwimmen die Eisplättchen zu Beginn der Eisbildung mit ihrer im Verhältnis zu ihrer Höhe weit ausgedehnten Basisfläche auf der Wasseroberfläche. Die Symmetrie- oder c-Achse des Kristalls, die senkrecht auf der Basisfläche steht, ist in der ersten Phase der Eisbildung ebenfalls senkrecht zur ruhigen Wasseroberfläche gerichtet. Bei Wind- und Welleneinwirkung gefrieren die Eisplättchen und Eiskristalle in ungeordneter Lage zusammen.

Unterhalb der oberen 5 bis 6 cm dicken Eisschicht liegen alle c-Achsen der Kristalle mit Abweichungen von  $\pm 5^{\circ}$  waagrecht. Diese Ausrichtung wird durch die unterschiedliche Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Kristallebenen bestimmt. Messungen haben ergeben, dass die Wärmeleitfähigkeit in der Basisebene des Salzwassereises 25 bis 50 % größer ist als in der Richtung der c-Achse. Daher stellen sich die Kristalle mit ihrer Basisebene in Richtung des Temperaturgradienten, also senkrecht zur Wasseroberfläche, und wachsen auch in der Basisebene senkrecht nach unten. Das Verhältnis der Länge der Kristalle zur Breite ist nahezu konstant und liegt etwa bei 2. Die Größe der Kristalle nimmt mit der Tiefe in der Eisdecke zu.

Beim Gefrieren der Eisplättchen scheidet sich das Salz als Salzlake ab, so dass die Eisplättchen selbst aus reinem Eis bestehen. Die Salzlake wird zwischen den Eisplättchen in

7. Eisgang

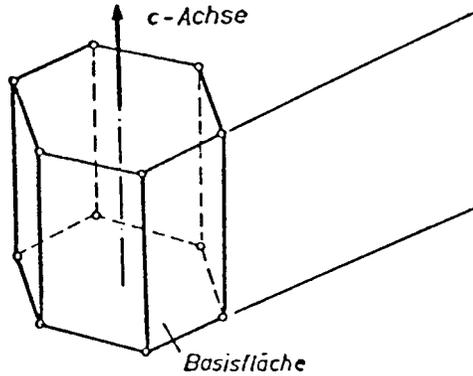


Abb. A 7.2: Vereinfachtes Modell eines hexagonalen Kristallgitters

länglichen Zellen eingeschlossen. Die Konzentration der Salzlauge steht mit der sie umgebenden Temperatur des Eises im Gleichgewicht. Die unteren 2 bis 3 cm einer Eisdecke besitzen keine Festigkeit, da sich zwischen den senkrecht stehenden Eisplättchen noch keine Eisbrücken gebildet haben.

Wie in Abb. A 7.3 schematisch dargestellt, können beim Meer-Eis mindestens vier Schichten unterschieden werden:

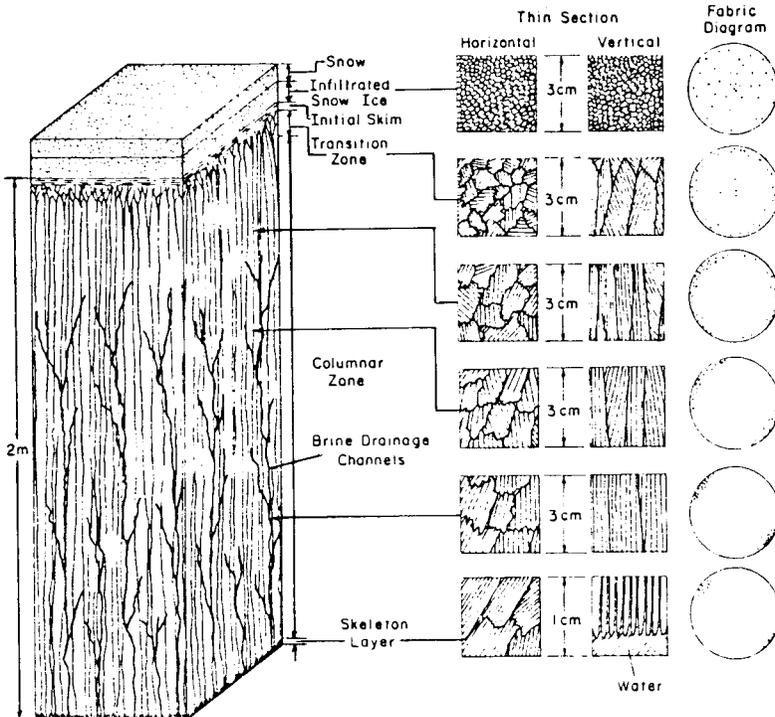


Abb. A 7.3: Schematische Darstellung mit den verschiedenen Schichten von einjährigem Meer-Eis (nach SCHWARZ u. WEEKS, 1977)

1. Oberschicht, 1 bis 3 cm dick, Kristalle ungeordnet
2. Übergangsschicht, 3 cm dick, Kristalle ordnen sich mit c-Achse horizontal
3. Säulenschicht
4. Lamellenschicht, 1 cm dick.

Durch Mikroaufnahmen sind die Größenverhältnisse der Salzlaugezellen und deren Verteilung im Eiskristall bestimmt und danach das auf Abb. A 7.4 dargestellte Modell von der Struktur des Meer-Eises entworfen worden. Nach diesem Modell wächst das Eis in Richtung der c-Achse. Zwischen den Eisplättchen, die eine mittlere Eisdicke von  $a_o = 0,46$  mm haben, befinden sich die Salzlaugezellen als senkrechte Kanäle mit elliptischem Querschnitt. Die mittlere Länge der Salzlaugezellen wird mit „g“ und der mittlere Abstand zwischen den Zellen in Längsrichtung mit „g<sub>o</sub>“ bezeichnet.

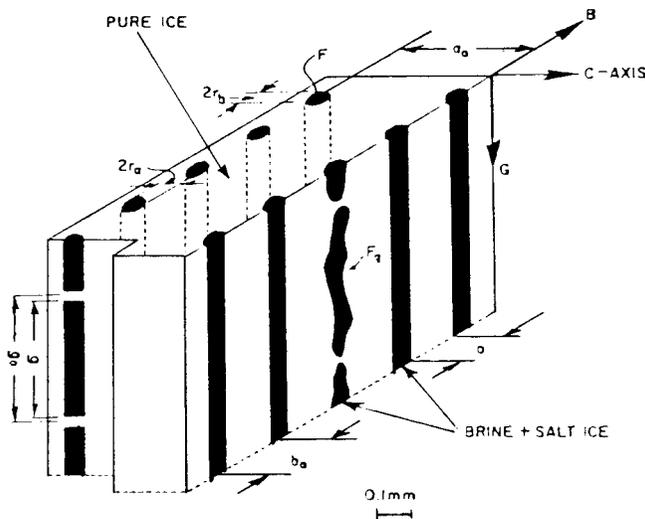


Abb. A 7.4: Modell der Struktur des Salzwassereises (nach ANDERSON, 1958)

Zwischen der Festigkeit des reinen Eises ( $\sigma$ ) und der des Salzwassereises ( $\sigma_o$ ) lässt sich allein aufgrund der Verminderung der wirksamen Fläche und durch die Salzlaugezellen folgende Beziehung aufstellen:

$$\sigma = \sigma_o (1 - \psi).$$

Darin ist  $\sigma_o$  = Festigkeit eines Eises ohne Salzgehalt

$\psi$  = prozentuale Querschnittsverminderung durch die Salzlaugezellen.

Aus zahlreichen Versuchen hat sich zumindest bis zu einem bestimmten Salzlagenanteil ergeben, dass die Festigkeit  $\sigma$  von  $\sqrt{v_b}$  abhängt:

$$\sigma = \sigma_o (1 - c \sqrt{v_b}).$$

Der Beiwert c ändert sich mit der Art des Eises und des Spannungszustandes.

Das Salzlagenvolumen  $v_b$  wird einmal durch den Salzgehalt des Wassers bestimmt, aus dem sich das Eis bildet, zum anderen ändert sich dieses Salzlagenvolumen auch mit der Zeit

und mit der Temperatur. Bei  $-8,2\text{ }^{\circ}\text{C}$  beginnt sich die Salzlauge  $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{ H}_2\text{O}$  und bei  $-22,9\text{ }^{\circ}\text{C}$  die Kochsalzlösung  $\text{NaCl} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  zu verfestigen. Erst bei  $-54\text{ }^{\circ}\text{C}$  ist dieser Vorgang abgeschlossen. Durch die Kristallisierung der Salze wird das Eis fester, indem die Salzkristalle wie eine Art von Bewehrung wirken.

Eine weitere Veränderung des Salzlagenanteils tritt mit der Zeit dadurch ein, dass die gewöhnlich senkrecht angeordneten Salzlagenzellen aus Gründen der Schwerkkräfte und zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes von Temperatur und Salzlagenkonzentration zur wärmeren Unterseite des Eises hindurchwachsen. Auf diese Weise wird mit der Zeit der größte Teil des Salzes aus dem Eis ausgeschieden. Für einjähriges Eis ist ein Salzgehalt von 4 ‰ normal. Langsames Gefrieren verringert den Salzgehalt im Eis ebenso wie eine Zunahme der Eisdicke.

#### 7.2.4 Bildung von Süßwassereis

Das Süßwassereis unterscheidet sich vom Salzwassereis im Wesentlichen dadurch, dass

1. die Salzlagenzellen fehlen,
2. die Kristallgröße um eine Dimension kleiner ist und
3. die Verunreinigungen im Allgemeinen geringer sind.

Alle drei Veränderungen bewirken eine größere Homogenität des reinen Eises, die häufig allein durch Luftblasen gestört wird.

Bei ruhigem Wetter bilden sich an der Wasseroberfläche zuerst einzelne lange Eisnadeln. Dazwischen entstehen hexagonale, schneestern-ähnliche Kristalle, die sich mit ihrer Basisfläche parallel auf die Wasseroberfläche legen. Damit steht die *c*-Achse in der oberen Eisschicht ebenso wie beim Salzwassereis senkrecht. Darunter schwankt bei reinem Eis die Richtung der *c*-Achse; sie ist aus bisher nicht erklärbaren Gründen teilweise senkrecht und teilweise waagrecht ausgerichtet. Entsprechend der Entstehung, der Struktur und der Textur für das Frischwassereis ist eine Klassifizierung vorgeschlagen worden, in der zwischen primärem, sekundärem und tertiärem Eis unterschieden wird.

Das reine Eis taut zuerst an den Rändern der Kristallkörner und nicht, wie das Salzwassereis, an den Oberflächen der Plättchen und von den Salzlagenzellen aus. Dadurch schmilzt das Salzwassereis früher und schneller als das reine Eis.

#### 7.2.5 Bildung von Schwebeis

In einem schnell fließenden Gewässer bewirkt die Turbulenz eine starke Durchmischung des Wassers, so dass zeitlich überall im Wasserkörper die gleiche Dichte und auch die gleiche Temperatur herrschen. Beim Erreichen des Gefrierpunktes ist dadurch das Wasser bis zur Sohle hinunter „eisbereit“. In diesem Zustand bilden sich bei weiterer Abkühlung einzelne kleine Eiskristalle, die zunächst in kolloidaler Form, dann als dünnblättrige Eisplättchen in der gesamten unterkühlten Wassermasse umherschweben und daher Schwebeis oder auch Sulzeis genannt werden. Als solche bereiten sie besonders an den Kühlwassereinläufen von Kraftwerken Schwierigkeiten, weil sie die Rechen verstopfen können.

Nach eingehenden Messungen wurde festgestellt, dass für das Entstehen von Schwebeis neben der Turbulenz auch ein Temperatursturz im Wasser um den Gefrierpunkt herum von mehr als  $0,01\text{ }^{\circ}\text{C}$  je Stunde auftreten muss. In Gewässern mit geringer Turbulenz, in denen die Unterkühlung nur die obere Wasserschicht erfasst, bilden sich in dieser oberen Schicht ebenfalls lose, unzusammenhängende Eiskristalle. Dieses sogenannte Kristalleis ist aber nur

als Entwicklungsstufe für die sich anschließende Scholleneisbildung anzusehen. Wenn Schwebeis oder Kristalleis mit der Strömung in Gewässer gelangt, auf denen bereits eine Eisdecke vorhanden ist, lagert es sich teilweise von unten an die bestehende Eisdecke an und beschleunigt ihr Dickenwachstum.

### 7.2.6 Bildung von Grundeis

Über die Entstehung des Grundeises sind mehrere Theorien aufgestellt worden. Die wohl beste und auch heute allgemein anerkannte Erklärung für die Bildung von Grundeis ist aufgrund von Naturmessungen aufgestellt worden. Hiernach gelten für die Bildung von Grundeis zunächst die gleichen Voraussetzungen wie für das Schwebeis, also große Turbulenz im Wasser und ein Temperatursturz von mehr als  $0,01\text{ }^{\circ}\text{C}$  je Stunde. Dieser Temperatursturz ist nur in sehr klaren, kalten Nächten möglich. Die Unterkühlung des Wassers muss aber bis zur Sohle hinunterreichen und auch noch die obere Bodenschicht erfassen. Dann nämlich wachsen die schwebenden Eisplättchen an der unterkühlten Bodenschicht fest und es bildet sich das sogenannte Grundeis. Bei wieder ansteigenden Temperaturen oder wenn das Grundeis zu mächtig und damit die Auftriebskräfte zu groß geworden sind, schwimmt es zusammen mit dem anhaftenden Boden in Form von Eisschollen an die Oberfläche.

Auf den Wattflächen der Nordseeküste entsteht ebenfalls eine Art Grundeis, indem der Wattboden bei Niedrigwasser trockenfällt und durch unmittelbare Wärmeausstrahlung gefriert. Mit steigendem Wasserstand werden diese Wattflächen wieder überspült und dabei mit einer Eisschicht überzogen, die während jeder Tide dicker wird. Erst bei höheren Wasserständen (Hochwasser bei Springtide oder einsetzendem Windstau) schwimmen die entstandenen Eisfelder auf.

## 7.3 Eisfestigkeiten

### 7.3.1 Allgemeines

Die Festigkeiten des Eises werden nach Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Scherfestigkeit und Biegefestigkeit beurteilt. Diese Festigkeiten sind abhängig vom Salzgehalt, vom Luftgehalt, von der Verformungsgeschwindigkeit, von der Temperatur und von der Belastungsrichtung im Verhältnis zur Kristallorientierung. Die bisher gewonnenen und veröffentlichten Ergebnisse über Festigkeiten sind nur begrenzt brauchbar, weil nahezu jeder Forscher seine eigene Untersuchungsmethode angewendet hat. Zur Behebung dieses unerfreulichen Zustandes hat das Eiskomitee der *International Association of Hydraulic Research* (IAHR) im Jahre 1973 ein Standardisierungskomitee gebildet, das Empfehlungen über das Prüfen von Eisfestigkeiten im Druckversuch, Zugversuch und Biegeversuch ausgearbeitet hat.

### 7.3.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Frischwassereis und von Meer-Eis ist im hohen Maße von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit steigt die Druckfestigkeit zunächst an, erreicht bei einer Verformungsgeschwindigkeit von  $\varepsilon = 0,003\text{ s}^{-1}$  ein Maximum und fällt dann bei höheren Verformungsgeschwindigkeiten wieder ab. Abb. A 7.5 zeigt eine solche Abhängigkeit für drei verschiedene Eistemperaturen und

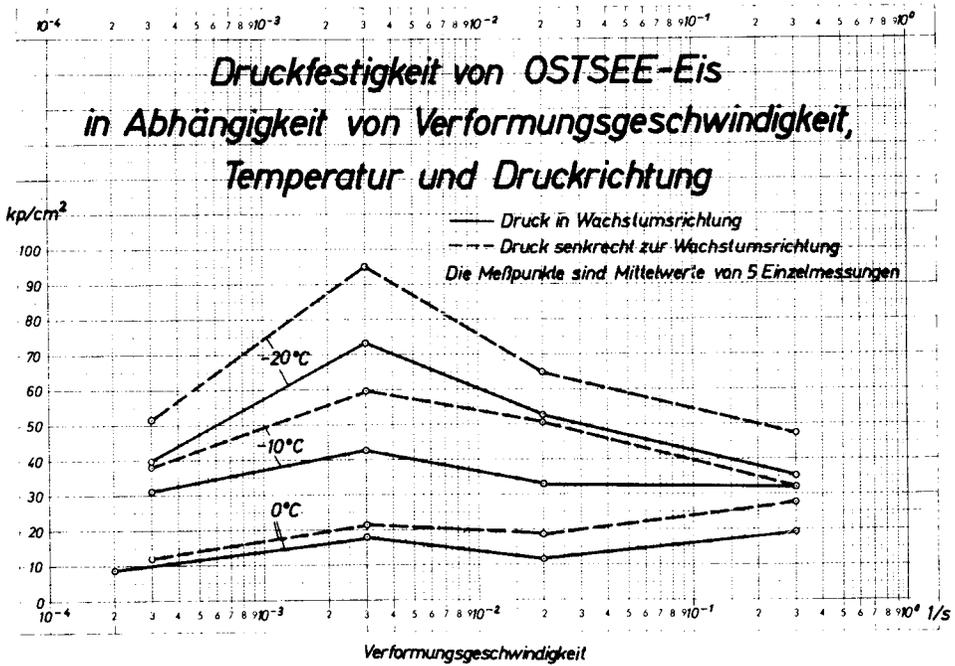


Abb. A 7.5: Würfeldruckfestigkeit von Ostsee-Eis (Meer-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

für die Belastungsrichtungen senkrecht und parallel zur Wachstumsrichtung des Eises. Diese Festigkeitswerte sind aus Würfeldruckversuchen mit Ostsee-Eis gewonnen worden; sie liegen etwa um 33 % höher als wenn die Festigkeit im einaxialen Spannungszustand mit prismatischen oder zylindrischen Körpern gewonnen worden wäre. Entsprechende Werte für Frischwassereis (Elbe-Eis) sind in Abb. A 7.6 dargestellt. Wenn bei der Berechnung des Eisdrucks auf Bauwerke eine Bezugsfestigkeit zugrunde gelegt werden soll, dann sind die hinsichtlich der Verformungsgeschwindigkeit maximalen Festigkeitswerte anzusetzen, weil die maximale Festigkeit liefernde Verformungsgeschwindigkeit bei jedem Eisdruckvorgang vorkommt.

Mit sinkender Temperatur des Eises steigt die Festigkeit stark an, und zwar die des Frischwassereises um 450 kN/m<sup>2</sup> je Grad C und die des Meer-Eises (Ostsee) um 250 kN/m<sup>2</sup> je Grad C. Mit zunehmendem Salzgehalt oder Salzlaugenvolumen im Eis,  $v_b$ , nimmt die Festigkeit des Meer-Eises dagegen ab. Als Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Salzlaugenvolumen wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$\sigma_c = 16,5 \cdot 10^5 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{v_b}{0,275}} \right) [\text{N} / \text{m}^2].$$

Diese Gleichung ist aus Versuchsergebnissen entwickelt worden.

Untersuchungen über den Einfluss der Druckrichtung zur Kristallrichtung haben ergeben, dass die Festigkeit des Frischwassereises um etwa 20 % größer ist, wenn das Eis parallel zur Wachstumsrichtung abgedrückt wird, als senkrecht dazu. Entsprechende Versuche mit

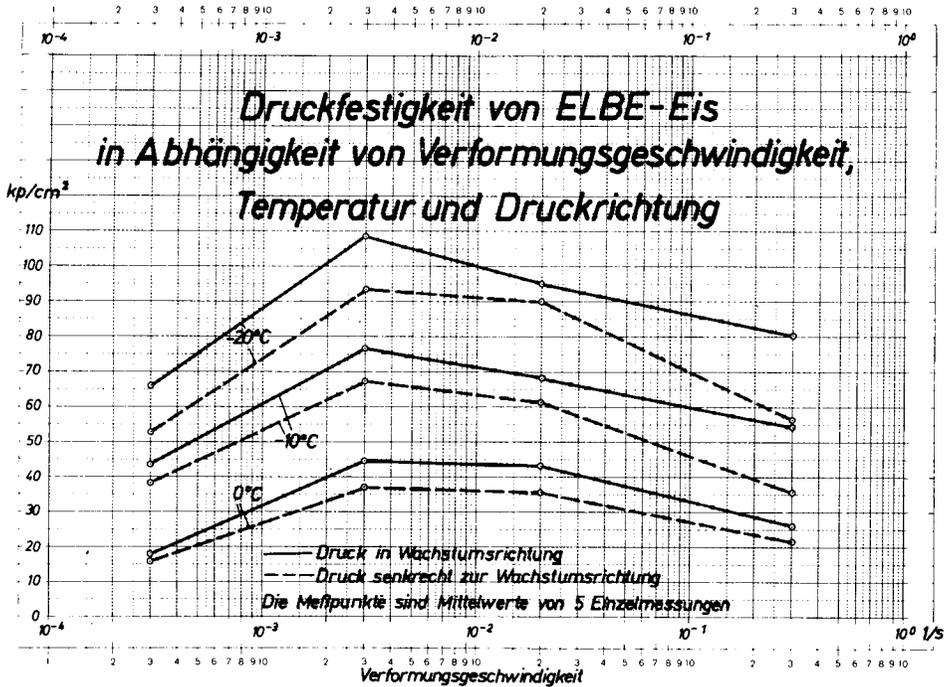


Abb. A 7.6: Würfeldruckeis von Elbe-Eis (Frischwassereis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

Meer-Eis haben unterschiedliche Tendenzen gezeigt. Möglicherweise lässt sich der Unterschied mit den verschiedenartigen Untersuchungsmethoden erklären. Sicher ist, dass die Druckfestigkeit des Eises sehr stark von der Belastungsrichtung abhängt, das heißt, dass das Eis deutlich anisotrope Eigenschaften hat.

### 7.3.3 Zugfestigkeit

Im Gegensatz zur Druckfestigkeit ist die Zugfestigkeit des Eises kaum von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Das ist für Frischwassereis (Abb. A 7.7) und für Meer-Eis (Abb. A7.8) festgestellt worden. In Abb. A 7.7 ist außerdem die deutlich geringere Zugfestigkeit im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Frischwassereises zu erkennen.

Die Zugversuche für Meer-Eis haben eine sehr starke Abhängigkeit der Festigkeit von der Belastungsrichtung ergeben. Das Eis war zwei- bis dreimal fester, wenn die Zugkraft parallel zur Wachstumsrichtung aufgebracht wurde, als senkrecht dazu. Dieses Ergebnis (Abb. A 7.8) zeigt auch, dass die Zugfestigkeit mit der Wurzel des Salzlaugenvolumens abnimmt.

Für diese Beziehung sind die folgenden Gleichungen empirisch ermittelt worden:

$$\sigma_t \text{ (vertikal)} = 15,4 \cdot 10^5 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{v_b}{0,311}} \right) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

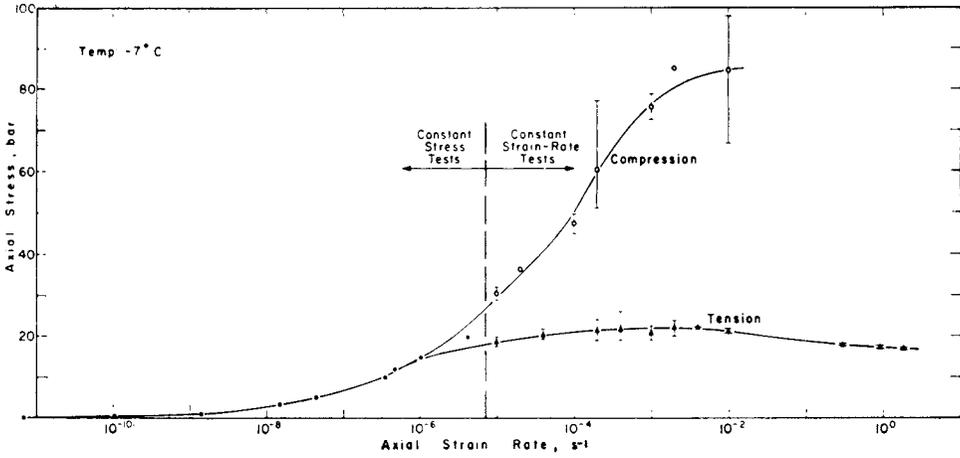


Abb. A 7.7: Druck- und Zugfestigkeit von Schnee-Eis (-7 °) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit (nach HAWKES u. MELLOR, 1972)

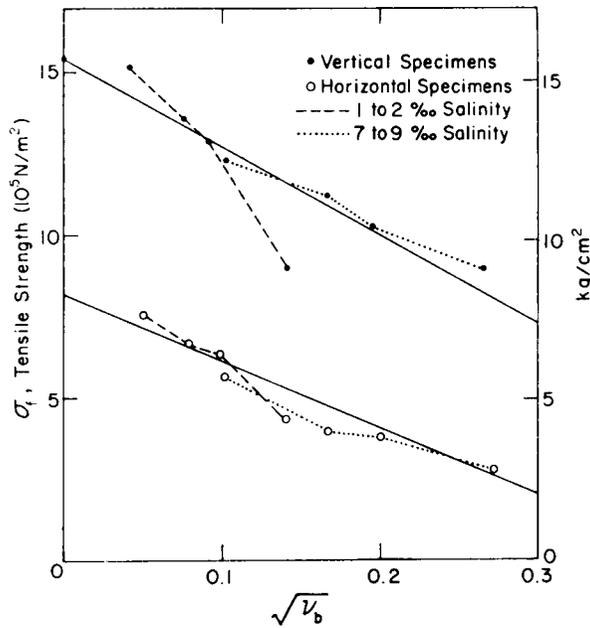


Abb. A 7.8: Zugfestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach DYKINS, 1970)

$$\sigma_t (\text{horizontal}) = 8,2 \cdot 10^5 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{v_b}{0,142}} \right) [\text{N/m}^2].$$

7.3.4 Biegefestigkeit

Die Biegefestigkeit ist keine mechanische Grundgröße. Sie wird aber häufig als Bezugsgröße angegeben, weil sie sich durch Biegebalkenversuche relativ einfach bestimmen lässt. Obwohl Eis ein anisotropes Material mit einer nichtlinearen Spannungsverteilung über die Höhe des Balkens ist, wird die in der Elastizitätslehre gebräuchliche Gleichung zur Berechnung der Biegespannung benutzt:

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot Pl}{b \cdot h^2}$$

Eine genauere Berechnung der tatsächlichen Biegespannung ist möglich; die hierfür erforderlichen Eingangsgrößen lassen sich aber nur mit erheblichem Aufwand ermitteln, so dass verabredet ist, der Einfachheit halber die Biegefestigkeit des Eises durch die auf der Elastizitätstheorie aufgebauten Gleichungen zu berechnen. Es muss hierbei jedoch darüber Klarheit bestehen, dass die Ergebnisse nur eine Indexfestigkeit darstellen und nicht für theoretische Arbeiten über das Brechen von Eis herangezogen werden können. Um dennoch möglichst nach einheitlichen Versuchsverfahren die Biegefestigkeiten zu ermitteln, sind vom IAHR-Standardisierungs-Ausschuss (1980) Empfehlungen aufgestellt worden.

Die bestehenden Kenntnisse über die Biegefestigkeit des Eises werden im Folgenden kurz zusammengefasst:

- Die Biegefestigkeit von Frischwassereis und von Meer-Eis ist nur unmerklich von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig.
- Mit dem Salzgehalt (Salzlaugenvolumen) nimmt die Biegefestigkeit ab (Abb. A 7.9). Dies wird durch die Gleichung

$$\sigma_f = 10,3 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0,209}}\right) [\text{N/m}^2]$$

beschrieben.

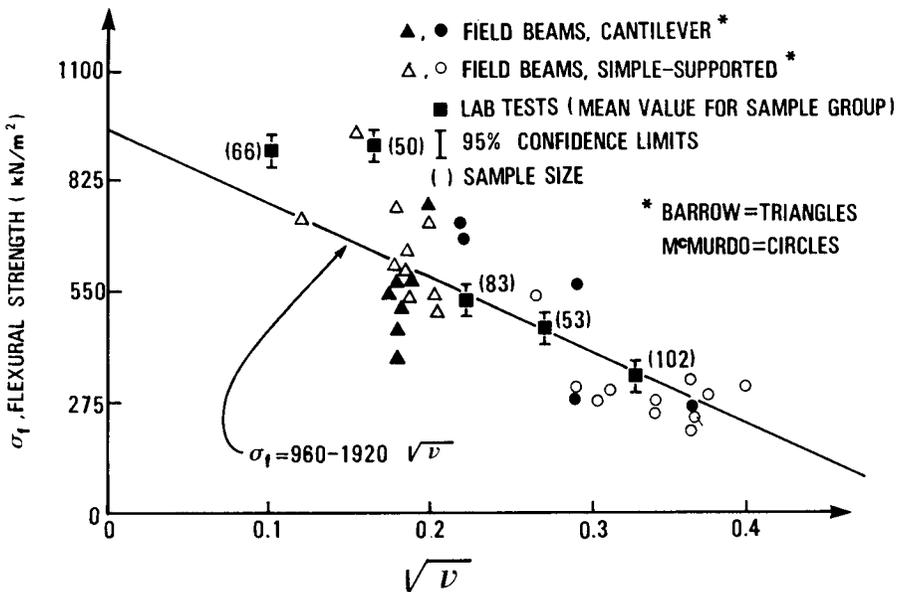


Abb. A 7.9: Biegefestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach VAUDREY, 1977)

- Die Biegefestigkeit hängt mit der Zugfestigkeit des Eises durch ein additives Glied von  $150 \text{ kN/m}^2$  zusammen.
- Über den Einfluss der Temperatur und der Belastungsrichtung gibt es bisher nur wenig Informationen.

### 7.3.5 Scherfestigkeit

Über die Scherfestigkeit des Eises ist bisher relativ wenig bekannt; vielleicht deshalb, weil die Versuche zu ihrer Bestimmung recht kompliziert sind. Der einzig sinnvolle Versuch zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Eises ist der Torsionsversuch. Die bisher bekannten Werte der Scherfestigkeit liegen in der Größenordnung der Biege- beziehungsweise Zugfestigkeit des Eises. Im Zusammenhang mit der Entwicklung von Eisbrechern ist es besonders bemerkenswert, dass die Scherfestigkeit von Salzwassereis parallel zur Wachstumsrichtung des Eises nur etwa halb so groß ist wie die Biegefestigkeit.

### 7.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises

Zweidimensionale Druckfestigkeitsversuche mit Frischwassereis ergeben, dass die Druckfestigkeit des Eises bei Querdehnungsbehinderung in der gleichen Weise von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt wie in einaxialen Druckfestigkeitsversuchen. Wesentlich aber ist das Ergebnis, dass die Druckfestigkeit unter Querdehnungsbehinderung etwa doppelt so groß ist wie im eindimensionalen Druckfestigkeitsversuch. Dies gilt allerdings nur, wenn die Ausdehnung des Eises senkrecht zur Wachstumsrichtung behindert wird.

Dreidimensionale Festigkeitsuntersuchungen von Frischwassereis haben gerade begonnen. Erste Erkenntnisse sind, dass die Zugfestigkeit abnimmt, wenn das Verhältnis des hydrostatischen Druckes zur Zugspannung steigt und die Druckfestigkeit sich verdoppelt, wenn der hydrostatische Druck auf  $30 \text{ MN/m}^2$  ansteigt, dann aber langsam mit weiter steigendem hydrostatischen Druck abnimmt (Abb. A 7.10). Dreidimensionale Versuche für Meer-Eis werden auch bei der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* unternommen.

### 7.3.7 Zusammenfassung der Eisfestigkeiten

In der Tab. A 7.1 sind die verschiedenen einaxialen Festigkeiten für Frischwassereis und für Meer-Eis bei rund  $0 \text{ }^\circ\text{C}$  gegenübergestellt.

## 7.4 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck

### 7.4.1 Allgemeines

Die obere Grenze der Eisdruckbelastung von Bauwerken wird durch die Festigkeit des Eises in dem entsprechenden Spannungszustand bestimmt. Beim Zusammentreffen von Treibeisfeldern mit senkrechten Stützen geht die Verformung zwei- oder dreidimensional vor sich. Da über das zwei- und dreidimensionale Bruchkriterium von Meer-Eis bisher nur wenig bekannt ist, sind rein theoretische Verfahren zur Berechnung der horizontalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke heute noch nicht möglich. Es gibt aber eine Reihe von experimentellen

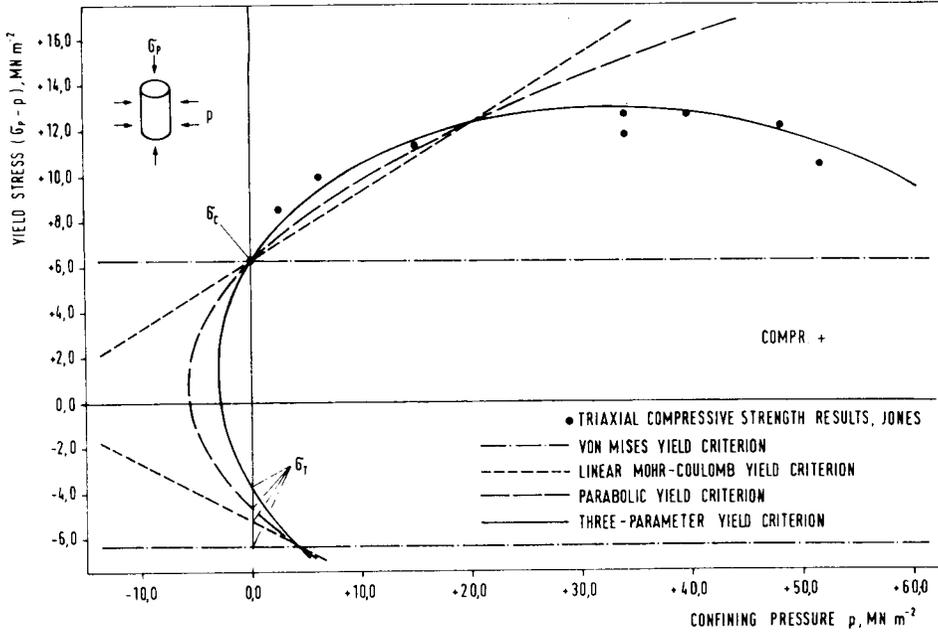


Abb. A 7.10: Dreiaxiale Druckfestigkeit von Frischwassereis (nach JONES, 1978)

Untersuchungen mit Modellen und an der Großausführung, die eine empirische Berechnung der Eisdruckkräfte ermöglichen. Diese Untersuchungen erstrecken sich allerdings weitgehend nur auf Eisdruckkräfte auf schlanke Bauwerke, bei denen die horizontalen Kräfte nahezu ausschließlich Eisbrechkräfte sind. Bei Bauwerken größerer Breite müssen neben den aus dem Brechen des Eises sich ergebenden Kräften auch solche berücksichtigt werden, die sich aus dem Räumen der gebrochenen Eisschollen aus dem Querschnittsbereich des Bauwerkes ergeben. Die für die Berechnung dieser Räumkräfte zutreffenden Annahmen sind nicht gesichert. Daher wird vorgeschlagen, in diesem Falle die Voraussage der Eisdruckbelastung durch Modellversuche, insbesondere für Eisverhältnisse wie Packeis und Presseisrücken, vorzunehmen.

Tab. A 7.1: Festigkeiten von Frischwasser- und Meer-Eis

Art der Festigkeit	Frischwassereis $\times 10^2 \text{ kN / m}^2$	Meer-Eis $\times 10^2 \text{ kN / m}^2$
Druck	35 – 40	12–15
Zug <sup>*)</sup>	15	8–10
Zug <sup>**)</sup>	8	3– 5
Scheren	15	4– 6
Biegung	8	4

\*) Zugrichtung senkrecht zur Eisoberfläche

\*\*) Zugrichtung parallel zur Eisoberfläche

## 7.4.2 Arten der Eisdruckbelastung

Wenn kleinere Eisschollen auf senkrechte, schlanke Pfähle auftreffen, werden sie durch örtliche Kerbwirkung des Pfahles entgegen der Treibrichtung aufgespalten. Von einer gewissen Schollengröße an, die von der Eisdecke und dem Pfahldurchmesser abhängt, entsteht ein Schneidvorgang, bei dem der Pfahl die Eisscholle aufschneidet. Hierbei tritt der zwei- bis dreidimensionale Spannungszustand im Eis vor dem Pfahl auf, weil eine Verformung des Eises zur Seite hin behindert wird. Der hierbei auftretende Bruchvorgang (Abb. A 7.11) wird als Spaltbruch (cleavage failure) bezeichnet.

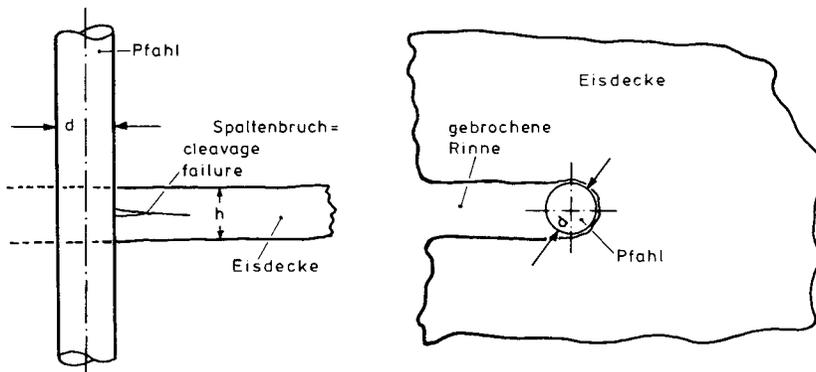


Abb. A 7.11: Spaltbruchversagen der Eisdecke

Vor breiten, senkrechten Bauwerken wird beim Aufprall einer kleineren Eisscholle das Eis im Kontaktbereich örtlich zermalmt, ohne dass dabei ein horizontaler Spaltbruch oder ein senkrecht Aufspalten der Eisscholle auftreten. Nach Modellversuchen am *Iowa Institute of Hydraulic Research* ist bei einem Verhältnis Pfahlbreite zu Eisdicke  $> 10$  aber auch die Stabilitätsgrenze der Eisdecke erreicht, so dass es nach anfänglichen Spaltbrüchen aufgrund der im Eis vorhandenen Beulspannungen zu einem Stabilitätsversagen der Eisdecke kommt.

Die größten Eisdruckkräfte einer ebenen, großflächigen Eisdecke treten dann auf, wenn das Bauwerk in die Eisdecke eingefroren ist und sich diese Eisdecke durch Wind- und Strömungseinwirkung oder auch Aufprall weiterer Eisfelder in Bewegung setzt. In diesem Fall, der übrigens an der Nordseeküste wegen der wechselnden Tidewasserstände und der starken Strömungen kaum auftritt, ist der Kontakt zwischen Eis und Bauwerk besonders eng, so dass der sogenannte Kontaktwert 1,0 beträgt.

Zusätzlich zu den Eis-Brechkräften treten bei breiten Bauwerken auch Eis-Räumkräfte auf, wobei die gebrochenen Eisschollen aus dem Querschnittsbereich der Bauwerke geräumt werden müssen. Hierbei sind Reibungseinflüsse zwischen dem Bauwerk und dem Eis, aber auch die Scherwiderstände zwischen den einzelnen Eisbruchstücken zu berücksichtigen. Eis-räumwiderstände treten auch auf, wenn unkonsolidiertes Packeis gegen die Bauwerke treibt. In diesem Fall baut sich vor dem Bauwerk eine Eissammlung auf, und das nachdrückende Packeis gleitet in sogenannten Gleitebenen an dem Bauwerk vorbei. Aus Versuchen ist bekannt, dass die hierbei auftretenden Kräfte weit geringer sind als die beim Brechen einer geschlossenen Eisdecke.

Eine weitere Form der Eisdruckbelastung stellen Brucheisfelder dar, die in ihrem oberen Teil bereits wieder zusammengefroren sind. Insbesondere dieser Belastungsfall ist bisher noch wenig untersucht worden, obwohl er neben dem Brechwiderstand ebener Eisdecken und Presseisrücken die höchsten Eisdruckkräfte erwarten lässt.

Als wahrscheinlich ungünstigste Art der Eisbelastung von Bauwerken im Küstengebiet von Nord- und Ostsee sind einjährige Presseisrücken anzusehen, die in ihrem oberen Teil konsolidiert (zusammengefroren) sind und eine Eisbarriere aus Brucheis von mehreren Metern Dicke darstellen. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass ein Presseisrücken etwa 4,5 mal so tief ins Wasser eintaucht, wie er aus dem Wasser herausragt.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Eisdruckzustände auf senkrechte Bauwerke:

- Durchschneiden eines homogenen Eisfeldes
- Bauwerk ist im Eisfeld eingefroren und Eisfeld beginnt zu treiben
- Bauwerk wird von treibendem Packeis belastet
- Bauwerk ist im Packeis eingefroren, das in Bewegung gerät
- Bauwerk durchschneidet Presseisrücken oder Presseishügel.

Wesentlich abgemindert können die Eisdruckkräfte werden, wenn das Eis nicht auf Druckfestigkeit, sondern auf Biegung beansprucht wird, d. h., wenn die Druckflächen der Bauwerke geneigt sind (geneigte Pfähle oder konische Körper). Bei breiten Bauwerken und ausreichender Wassertiefe sind die Eisdruckkräfte eines nach unten einfallenden Konus geringer als die eines nach oben einfallenden konischen Körpers, weil dabei als Schwerewiderstand des Eises nur die Auftriebskräfte wirken.

### 7.4.3 Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen

Die Berechnung der horizontalen Eisdruckkräfte auf senkrechte Stützen beruht auf Erkenntnissen, die bei Messungen der Eisdruckkräfte an der Eider sowie in der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* (HSVA) und im *Iowa Institute of Hydraulic Research* (IIHR) gewonnen wurden. Die hiernach berechneten Eisdruckkräfte stimmen sehr gut mit den Ergebnissen russischer und japanischer Wissenschaftler sowie den HSVA-Messungen in China (Abb. A 7.12) überein.

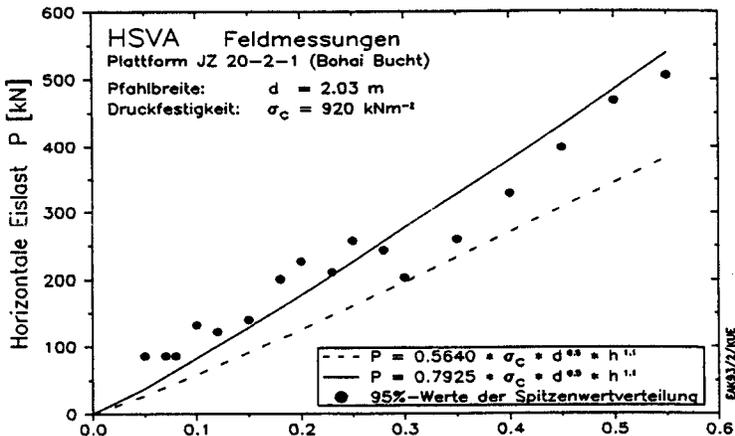


Abb. A 7.12: Horizontale Eislast als Funktion der Eisdicke am Bauwerk JZ 20-2-1 in der Bohai-Bucht

Danach beträgt die Eisdruckkraft auf eine schlanke, runde, senkrechte Stütze

$$P = c \cdot \sigma_c \cdot d^{0,5} \cdot h^{1,1}$$

- mit
- $c = 0,5640 [m^{0,4}]$  Kontaktbeiwert für sprödes Eis
  - $c = 0,7925 [m^{0,4}]$  Kontaktbeiwert für plastisches Eis
  - $c = 1,1280 [m^{0,4}]$  Kontaktbeiwert bei eingefrorenem Bauwerk
  - $P$  = horizontale Eisdruckkraft [kN]
  - $\sigma_c$  = einaxiale Druckfestigkeit des Eises [kN/m<sup>2</sup>]  
bei einer Dehnungsgeschwindigkeit  $\delta\epsilon / \delta t = 0,003 [s^{-1}]$
  - $d$  = Pfahlbreite [m]
  - $h$  = Eisdicke [m].

Auch von der HSVA im Rahmen eines von der EU geförderten Forschungsprojektes in den Wintern 1999 bis 2002 durchgeführte Messungen der Eiskräfte auf einen Leuchtturm in der nördlichen Ostsee bestätigen grundsätzlich die o.a. Formel. Nach Abschluss der Messungen in 2003 und der Auswertung aller Messdaten wird es sicherlich ein verbessertes Verfahren zur Berechnung von Eiskräften auf Wasserbauwerke geben, das u. a. Eisverhältnisse differenzierter betrachtet.

Parallel zu diesem EU-Projekt wird 2002 eine ISO-Arbeitsgruppe mit der Aufstellung von internationalen Normen für Eiskräfte auf Bauwerke beginnen, in der auch Deutschland vertreten ist. Ergebnisse werden in 4 bis 5 Jahren vorliegen, die dann für deutsche Verhältnisse angepasst in den nächsten EAK Eingang finden sollten.

#### 7.4.4 Flächenbezogene Eisvolumensumme und maximale Eisdicke im deutschen Küstengebiet

Wichtig für die Berechnung des Treibeisdruckes auf Bauwerke ist die Frage, welche Eisdickenwerte entsprechend den klimatischen und hydraulischen Gegebenheiten örtlich möglich sind.

Im Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie liegen die an zahlreichen Orten der Ostseeküste (seit 1879) und Nordseeküste (seit 1897) angestellten Eisbeobachtungen gesammelt vor, worunter auch Angaben über die Eisdicke enthalten sind. In Abb. A 7.13 ist nach diesen Beobachtungen der Eisreichtum – angegeben durch die flächenbezogenen Eisvolumensummen – der deutschen Nordseeküste von 1897 bis 2001 und der deutschen Ostseeküste von 1879 bis 2001 graphisch dargestellt.

Die flächenbezogene Eisvolumensumme ergibt sich aus den bis zum Winterende aufsummierten täglichen Produkten von Eisbedeckungsgrad und Eisdicke. In der Abbildung sind auch die die Stärke des Eiswinters kennzeichnenden Eiswintertypen (schwach, mäßig, stark, sehr stark, extrem stark) aufgeführt. Für die Berechnung des Eisdruckes werden im Folgenden die überwiegend in den vier extrem starken Eiswintern beobachteten maximalen Dicken des ebenen Eises in Zentimetern angegeben:

Nordseeküste		Ostseeküste	
Eiderdamm	70	Nord-Ostsee-Kanal	45
übriges nordfriesisches Wattengebiet	50–60	Förden	50
Helgoland	50	Wismarbucht	70
		Greifswalder Bodden	70

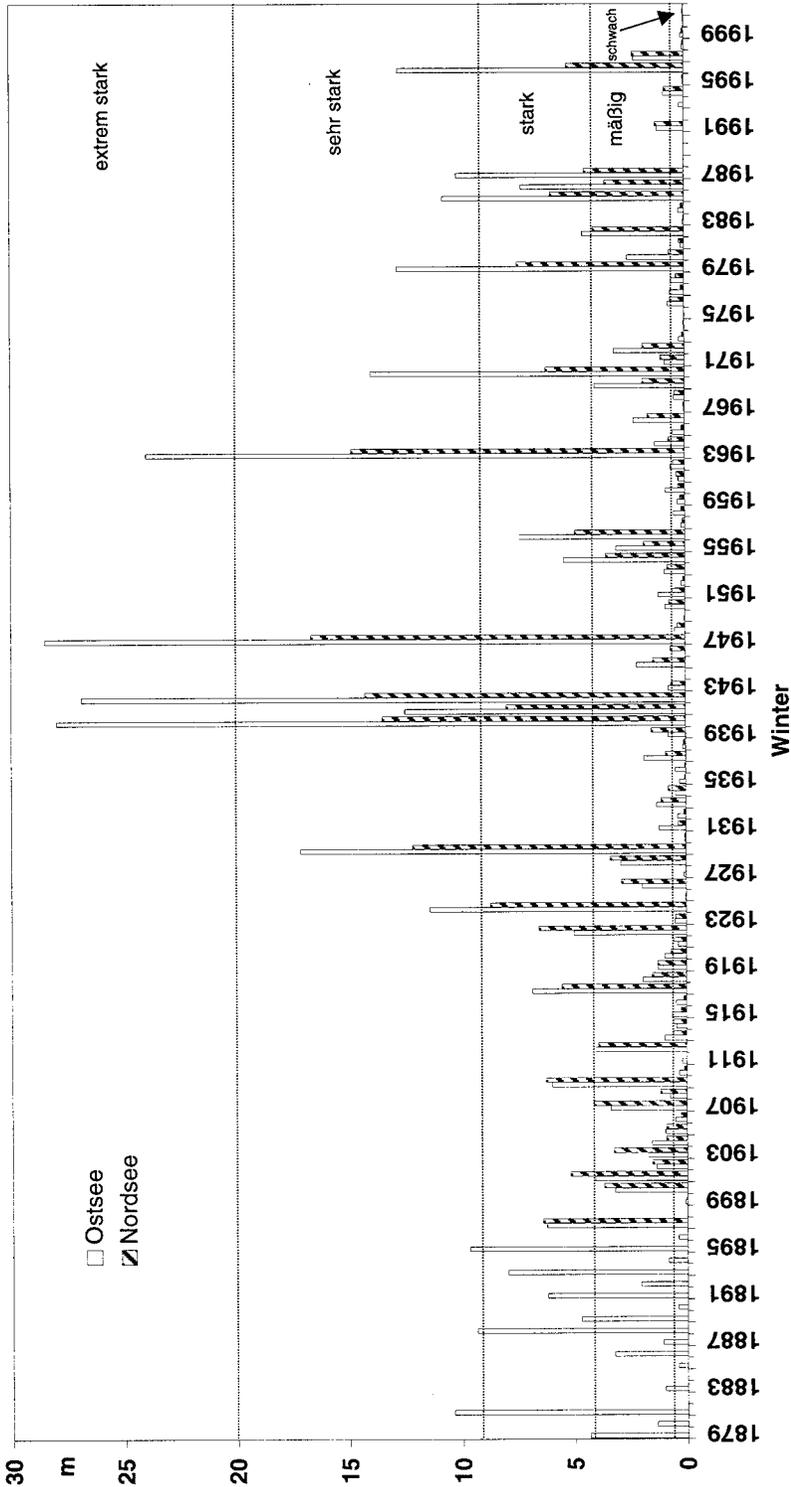


Abb. A 7.13: Die flächenbezogene Eisvolumensumme der deutschen Nordseeküste von 1897–2001 und der deutschen Ostseeküste von 1879–2001 (1946 keine Daten). Die horizontalen punktierten Linien gelten nur für die Eiswintertypen der deutschen Ostseeküste

Neuwerk, Elbe	60	Außenküste *:	
Wilhelmshaven		Laboe bis Insel Als	
Tankerlöschbrücke	60	Nordküste von Fehmarn	50–70
Hohe Weg Leuchtturm	60	Schönberg bis Staberhuk	50–70
ostfriesisches Wattengebiet	50	Swinemünde bis Saßnitz	50–70

\* In einem breiten Gürtel kam bis zu 1 m dickes kompaktes Eis vor.

In der westlichen Ostsee betrug auf See westlich der Linie Mön-Hiddensee die maximale Dicke des ebenen Eises großflächig 50–70 cm, östlich dieser Linie 40–50 cm. Durch starke Winde und die Wasserströmung wird das Eis aufgebrochen und zusammengesoben. Die als Folge der Deformationsvorgänge des Eises entstehenden Presseisrücken hatten in der Kieler und Lübecker Bucht sowie im Fehmarnbelt eine maximale Höhe von bis zu 4 m über der Wasseroberfläche, in der Mecklenburger Bucht von bis zu 3 m. Es ist nicht bekannt, bis zu welchem Ausmaß die aufeinander geschichteten Eisstücke zusammengefroren waren. Diese Kenntnis ist jedoch für die Bestimmung der maximalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke, die außerhalb der Küste errichtet werden sollen, sehr wichtig.

Um dem berechtigten Sicherheitsbedürfnis Rechnung zu tragen, wird vorgeschlagen, die Eisdicken und Eisfestigkeiten Häufigkeitsverteilungskurven zu entnehmen, die aus Langzeitmessungen von Lufttemperatur und Salzgehalt im Wasser für die verschiedenen Orte bestimmt werden. Die für die Berechnung der Wahrscheinlichkeitsfunktionen erforderlichen Rechenprogramme sind bei der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* vorhanden.

## 7.5 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt 7

- ANDERSON, D. L.: A Model for Determining Sea Ice Properties. Artic Sea Ice. U.S. National Academy of Science, National Research Council, Publication 598, Washington, 1958.
- DYKINS, J. E.: Ice Engineering – Tensile Properties of Sea Ice Grown in a Confined System. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report R68g, 1970.
- HAWKES J. u. MELLOR, M.: Deformation and Fracture of Ice Under Uniaxial Stress. Journal of Glaciology, Vol. 11, No. 61, 1972.
- IAHR: Standardization of Testing Methods for Ice Properties Proposed by the Working Group of the IAHR Section on Ice-Problems. Journ. of Hydraulic Research 18, No. 2, 1980.
- JONES, St. J.: Triaxial Testing of Polycrystalline Ice. Proc. of 3<sup>rd</sup>. Intern. Conf. on Permafrost, Edmonton, Alberta, 1978.
- POUNDER, E. R.: Physic of Ice, Pergamon Press, 1965.
- SCHWARZ, J. u. WEEKS, W. F.: Engineering Properties of Sea Ice. Journ. of Glaciology, Vol. 19, No. 81, p. 499–531, 1977.
- SCHWARZ, J.: Treibeisdruck auf Pfähle. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Uni. Hannover, H. 24, 1964.
- VAUDREY, K. D.: Determination of Mechanical Sea Ice Properties by Large Scale Field Beam Tests. 4th Intern. Conf. on Port an Ocean Eng. under Artic Cond., St. Johns, Nfld, 1977.

### Ergänzende Literatur

- DYKINS, J. E.: Ice-Engineering-Material Properties of Saline Ice for a Limited Range of Conditions. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Techn. Report R 720, 1971.
- KOSLOWSKI, G.: Die flächenbezogene Eisvolumensumme, eine neue Messzahl für die Bewertung des Eiswinters an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins und ihr Zusammenhang mit dem Charakter des meteorologischen Winters. Dt. hydrogr. Z. 42, 61–80, 1989.
- KOSLOWSKI, G. u. WARNECKE, R.: Beobachtungen des Eisbedeckungsgrades und der Eisdicke an der deutschen Küste zwischen Ems und Trave in den Wintern 1954/55 bis 1986/87. Mee-reskundliche Beobachtungen und Ergebnisse Nr. 72. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 80, 1991.

- KOSLOWSKI, G.: Der Eiswinter 19../.. im deutschen Küstengebiet zwischen Ems und Trave 1987/88 bzw. 1988/89, 1989/90 in Dt. hydrogr. Z. 40 bzw. Z. 42, Z 43.
- KOSLOWSKI, G.: Der Eiswinter 19../.. im deutschen Küstengebiet zwischen Ems und Oder 1990/91 bzw. 1991/92 in Dt. hydrogr. Z. 44.
- STRÜBING, K.: Mitteilung der flächenbezogenen Eisvolumensumme der deutschen Nord- und Ostseeküste (s. Abb. A 7.13), BSH.
- WEEKS, W. F.: The Mechanical Properties of Sea Ice. Ice Pressure against Structures. Proceedings Conference, Laval University, Quebec, November 1966, Ottawa, 1968.

## 8. Statistische Analyse extremer Ereignisse

Die Bedeutung extremer hydrodynamischer Ereignisse, insbesondere im Hinblick auf die konstruktive Bemessung von Küstenschutzwerken aber auch für funktionelle Gesichtspunkte, ist im Einzelnen in den Empfehlungen A 2, A 3 und A 4 der EAK 2002 dargestellt. Ferner wurden dort Hinweise zur Festlegung von erforderlichen Wahrscheinlichkeiten und zugehörigen Sicherheiten sowie Überschreitungswahrscheinlichkeiten als Grundlage für die Auswahl von Eingangsdaten für Bemessungsaufgaben dargelegt.

Im Folgenden werden als Grundlage für die Untersuchung extremer hydrodynamischer Größen (Wasserstände, Seegangereignisse und Strömungen) die Grundlagen der statistischen Analyse seltener Ereignisse dargestellt. Hierbei werden im Wesentlichen extreme Einzelereignisse und deren Eintrittswahrscheinlichkeit sowie die Extrapolation auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten betrachtet. Basierend hierauf werden die Grundzüge der bivariaten Statistik dargestellt. Die Bewertung extremer Ereignisse muss immer auch die Betrachtung physikalisch möglicher Grenzzustände mit einschließen. Grundsätzlich gilt folgende Reihenfolge bei der statistischen Analyse extremer Ereignisse:

- Datenerfassung, Prüfung, Plausibilitätskontrollen,
- Auswahl und Bewertung der Stichprobe,
- Auswahl geeigneter Verteilungsfunktionen,
- Anpassung der Verteilungsfunktion an die Stichprobe,
- Bewertung der Anpassung und Ermittlung von Konfidenzintervallen,
- Extrapolation der Daten auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten und
- Wahl von Eingangsdaten für die Bemessung.

Die folgenden Kapitel sollen dem planenden Ingenieur einen Einstieg in die Problematik geben und – ohne dass ein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben werden kann – ihm Hinweise zu den im Bereich des Küstenwasserbaus national wie international vielfach angewendeten extremwertstatistischen Verfahren geben. Es ist nicht das Ziel, statistische Lehrbücher zu ersetzen oder den in Lehrbücher möglichen Detaillierungsgrad auch nur annähernd zu erreichen. Daher wird auf die Ableitung und Wiedergabe von Gleichungen soweit möglich verzichtet.

Einleitend werden zur Einführung in die Thematik einige wesentliche Konzepte und Auswertemethoden der Statistik kurz dargestellt und einige wesentliche Begriffe erläutert. Im übrigen gelten auch für die in Kap. 8.1 beschriebenen Analyseverfahren die in Kap. 8.2 näher erläuterten generellen Voraussetzungen an eine Stichprobe.

### 8.1 Begriffsbestimmung/Grundlagen der Statistik

Die Statistik liefert mathematische Modelle für die Informationsreduktion von Datenreihen. Sie ist ein Teilgebiet der mathematischen Stochastik und umfasst die Bereiche *beschreibende (deskriptive) Statistik*, die sich im Wesentlichen mit der Ermittlung von Parametern für Daten befasst und *beurteilende (schließende) Statistik*, mit der aus den Stichprobenwerten auf die Eigenschaften der Grundgesamtheit geschlossen wird.

Mit den Methoden der *beschreibenden* Statistik werden aus den verfügbaren Daten bzw. aus der gewählten Stichprobe charakteristische Parameter, Verteilungen und statistische Beziehungen (Korrelation und Regression) berechnet.

Die wichtigsten charakteristischen Parameter einer Stichprobe sind Mittelwert (8.4),

Standardabweichung und Varianz (8.5) sowie die Schiefe (Skewness, 8.6) und die Wölbung (Kurtosis, 8.7). Sie lassen sich aus den statistischen Momenten und Zentralmomenten der Daten (8.1 und 8.2) ableiten. Die statistischen Momente werden im Allgemeinen in ihrer erwartungstreuen<sup>1</sup> Form (8.3) angewendet.

$$\text{Moment } q: \quad M_{xq} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i)^q \quad (8.1)$$

$$\text{Zentralmoment } q: \quad M_{cxq} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^q \quad (8.2)$$

$$\text{Moment } q: \quad \tilde{M}_{xq} = \left( \frac{n^{(q-1)}}{q-1} \right) \cdot M_{xq}, \quad q > 1 \quad (8.3)$$

$$\text{Zentralmoment } q: \quad \tilde{M}_{cxq} = \left( \frac{n^{(q-1)}}{q-1} \right) \cdot M_{cxq}, \quad q > 1$$

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (8.4)$$

$$\tilde{s}_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2) \quad (8.5)$$

$$s_x = + \sqrt{\tilde{s}_x^2}$$

$$C_{sx} = \frac{\tilde{M}_{cx3}}{(\tilde{M}_{cx2})^{3/2}} = \frac{1}{s_x^3} \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (8.6)$$

<sup>1</sup> Der Begriff erwartungstreue Schätzung bedeutet, dass der berechnete Erwartungswert des Moments gleich dem Moment der Grundgesamtheit ist. Erwartungstreue Werte werden im Allgemeinen gekennzeichnet mit einer Tilde (~) über dem Bezeichner. Die Forderung nach Erwartungstreue ist im Zusammenhang mit der langzeitstatistischen Bewertung von Daten die wichtigste Forderung, die an Schätzwerte von Grundgesamtheitsparameter gestellt wird (vgl. PLATE, 1993). Daneben sind als Anforderung an die Schätzung folgende Forderungen gebräuchlich (vgl. z. B. PLATE, 1993; SACHS, 1984 o. DVWK, 1999):

- **robuste Schätzung** (Änderung der Stichprobe ergibt nur geringe Änderung des Schätzwertes)
- **wirksame Schätzung** (Abweichung des Schätzwertes von den Einzelwerten wird minimal)
- **konsistente Schätzung** (für unendlich viele Stichprobenwerte muss der wahre Wert des Grundgesamtheitsparameters ermittelt werden)
- **ausreichende Schätzung** (alle zur Verfügung stehenden Daten werden benutzt).

$$g_{x2} = \frac{\tilde{M}_{cx4}}{(\tilde{M}_{cx2})^2} = \frac{\tilde{M}_{cx4}}{\tilde{s}_x^4} \tag{8.7}$$

Zur Ermittlung von Verteilungsfunktionen werden die Daten einer Stichprobe (hydrographische Daten liegen üblicherweise in diskreten meist zeitlich äquidistanten Zeitschritten – minütlich, stündlich, ... – vor) der Größe nach geordnet, in Klassen eingeteilt, und die Häufigkeit des Auftretens innerhalb einer Klasse wird durch Auszählen ermittelt. In ein Diagramm aufgetragen ergibt sich hieraus die absolute bzw. nach Division durch die Gesamtzahl der in der Stichprobe enthaltenen Daten die relative Klassenhäufigkeitsfunktion (vgl. Abb. A 8.1). Die entstandene Treppenfunktion kann durch eine Kurve ausgeglichen werden, so dass eine kontinuierliche Häufigkeitsfunktion – die Häufigkeitsdichte – entsteht. Durch Integration der Häufigkeitsdichte kann die Summenhäufigkeit der Stichprobe ermittelt werden.

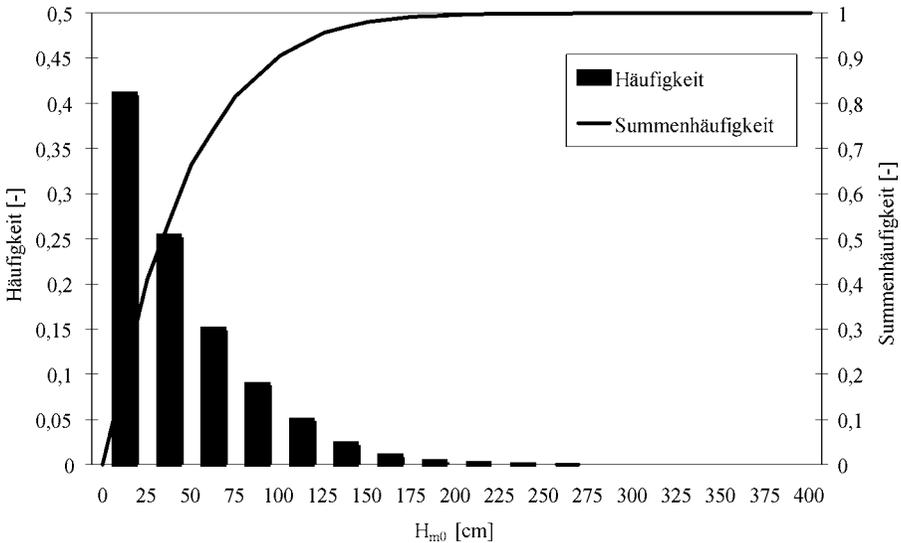


Abb. A 8.1: Klassenhäufigkeit einer Stichprobe und kumulierte Häufigkeit (Summenhäufigkeit) (Bsp. signifikante Wellenhöhen vor Heiligenhafen), FRÖHLE (2000)

Theoretische Verteilungsfunktionen werden durch ihre Dichtefunktion  $f(x)$  und ihre Verteilungsfunktion  $F(x)$  (8.8) beschrieben. Der Funktionswert der Verteilungsfunktion an der Stelle  $x$  ist definiert als die Wahrscheinlichkeit, dass das betrachtete Merkmal eines beliebig aus der Grundgesamtheit ausgewählter Datensatzes (beliebige Zufallsvariable  $X$ ) kleiner ist als  $x$ . Die Wahrscheinlichkeit selbst wird i.A. als Grenzprozess der relativen Häufigkeit definiert (8.9).

$$F(x) := P(X < x) = P_u(X) \tag{8.8}$$

mit:  $P$  = Wahrscheinlichkeitsfunktion  
 $P_u$  = Unterschreitungswahrscheinlichkeit

$$P(x_i < X) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{n_x}{n} = P_u(X) \quad (8.9)$$

mit:  $P$  = Wahrscheinlichkeitsfunktion  
 $P_u$  = Unterschreitungswahrscheinlichkeit  
 $n_x$  = Ordnungszahl des Wertes  $x$   
 $n$  = Gesamtanzahl der Werte.

Die Dichtefunktion berechnet sich für stetige differenzierbare Verteilungen aus der Beziehung:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \quad (8.10).$$

Umgekehrt lässt sich nach Gl. 8.11 für Verteilungen bei bekannter Dichtefunktion auch die Verteilungsfunktion berechnen:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) \cdot dx \quad (8.11).$$

Die Formen von theoretischen Verteilungsfunktionen, wie beispielsweise die der Normalverteilung, der Log-Normalverteilung oder der Gammaverteilung, werden (vgl. auch Kap. 8.3) durch die Verteilungsparameter – im Allgemeinen: Formparameter, Lageparameter und Maßstabsparameter – festgelegt. Für die Anpassung von Verteilungsfunktionen an Stichproben werden die Verteilungsparameter mit der Graphischen Methode, der Regressionsmethode, der Methode der Momente oder mit der Maximum-Likelihood-Methode geschätzt<sup>2</sup>.

Bestehen die Datensätze der Stichprobe aus mehreren Merkmalen (mehrdimensionale Stichprobe), so können zusätzlich zu den zuvor beschriebenen Möglichkeiten für jedes einzelne Merkmal der Stichprobe die Eigenschaften verschiedener zusammengehöriger Merkmale ermittelt werden. Beispiele für mehrdimensionale Stichproben sind die Daten zweier oder mehrerer benachbarter Messstationen, die gemeinsame Betrachtung von Tidehub und Flutdauer an einem Tidepegel oder die Betrachtung von Wellenhöhe und Wasserstand in einem Gebiet.

Bei mehrdimensionalen Stichproben ergibt sich häufig die Fragestellung, ob zwischen zwei Variablen ein Zusammenhang besteht und von welcher Güte/Stärke der Zusammenhang ist. Dazu kann neben visuellen Methoden, die häufig zumindest qualitativ zu einem sehr guten Ergebnis führen, die Korrelationsanalyse angewendet werden. Zur Abschätzung des Zusammenhangs zwischen zwei Variablen  $X$  und  $Y$  wird häufig die parametrische Punktmomenten-Korrelation (8.12) angewendet. Hierbei wird jedoch vorausgesetzt, dass beide Variablen ( $X, Y$ ) aus einer normalverteilten Grundgesamtheit stammen oder die Stichproben durch geeignete Transformationen in die Normalverteilung überführt worden sind und, dass ferner ein linearer Zusammenhang zwischen  $X$  und  $Y$  untersucht wird.

<sup>2</sup> Im Folgenden wird die Ermittlung der Verteilungsparameter, dem Sprachgebrauch der Statistik folgend, als Parameterschätzung bezeichnet. Der Begriff ‚Schätzen der Parameter‘ impliziert in diesem Zusammenhang – im Gegensatz zum allgemeinen Sprachgebrauch – nicht eine subjektive Beeinflussung der Parameter, sondern deutet an, dass die Grundgesamtheitsparameter aus Stichprobendaten natürlich nicht mit letzter Sicherheit ermittelt werden können, da die Grundgesamtheit üblicherweise nicht verfügbar ist und die Stichprobe nur einen (im Allgemeinen sehr geringen) Teil der Grundgesamtheit enthält (vgl. SACHS, 1984).

$$r_{xy} = \frac{s_{xy}}{\sqrt{s_{xx} \cdot s_{yy}}} \quad (8.12)$$

$$\text{mit: } S_{xy} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y})$$

$$S_{xx} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (x_i - \bar{x}) = s_x$$

$$S_{yy} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}) \cdot (y_i - \bar{y}) = s_y$$

Für nicht normalverteilte Variablen kann häufig einfacher der Spearmansche Rang-Korrelationskoeffizient (8.13) als Maß für die Abhängigkeit beliebig verteilter Stichproben herangezogen werden.

$$r_s = 1 - \frac{6 \cdot \sum_{i=1}^n D_i^2}{n(n^2-1)} \quad (8.13)$$

mit:  $D_i$  = Differenzen der Rangplätze  $l_i, k_i$  des  $i$ -ten Wertes.

Aus dem Korrelationskoeffizienten  $r_s$  wird die Maßzahl (Prüfgröße)  $z = r_s \cdot \sqrt{n-1}$  ermittelt und bei ausreichend großer Stichprobe ( $n > 29$ ) für ein vorgegebenes Signifikanzniveau gegen die Standardnormalverteilung geprüft.

Ist ein statistischer Zusammenhang zwischen zwei Variablen vorhanden, kann dieser vielfach durch eine Regressionsanalyse der Stichprobe ermittelt werden. Zur Beschreibung der Zusammenhänge kommen lineare oder nichtlineare Ansatzfunktionen  $f(x)$  in Frage. Die Parameter der Ansatzfunktionen werden häufig mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Neuere Ansätze zur Ermittlung der Parameter nichtlinearer Regressionsansätze – die mit den üblichen Verfahren nicht ermittelt werden können – sehen die Anwendung neuronaler Netze (z. B. ROJAS, 1993 o. RÖSKE, 1997) oder stochastischer Suchmethoden (WITZKE, 1991) vor.

Hier wird kurz das häufig angewendete Prinzip der Methode der kleinsten Fehlerquadrate beschrieben. Die Summe der Fehlerquadrate kann errechnet werden durch:

$$F = \sum_{i=1}^n (f(x) - y_i)^2 \quad (8.14).$$

Aus der Forderung, dass die Summe der Fehlerquadrate ein Minimum werden soll, folgt, dass die partielle Ableitung der Fehlerfunktion  $F$  nach jeden Parameter  $c_i$  der Ansatzfunktion  $f(x)$  Null werden muss:

$$\frac{\partial F}{\partial c_i} \stackrel{!}{=} 0 \quad (8.15).$$

Es entsteht ein bestimmtes Gleichungssystem, das nach Trennung der Variablen mit geeigneten mathematischen Mitteln häufig gelöst werden kann. Für den Fall einer linearen Abhängigkeit von  $X$  und  $Y$  (Ansatzfunktion:  $y = c_1 + c_2x$ ) ergibt sich das zu lösende Gleichungssystem zu:

$$c_1 n + c_2 \sum_{i=1}^n x_i = \sum_{i=1}^n y_i \quad (8.16)$$

$$c_1 \sum_{i=1}^n x_i + c_2 \sum_{i=1}^n x_i^2 = \sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i$$

Für den Fall bekannter nichtlinearer Abhängigkeiten zwischen den Variablen X und Y ist es häufig möglich, durch Transformation der untersuchten Variablen eine leichter zu handhabende lineare Beziehung zu erhalten.

Die *beurteilende* Statistik basiert auf der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Grundlage für Berechnungen in der beurteilenden Statistik ist eine Stichprobe, da Totalerhebungen – insbesondere bei Messungen in der Natur – nicht oder nur mit großem Kosten- und Zeitaufwand möglich sind. Diese Stichprobe muss zufällig aus der Grundgesamtheit ausgewählt werden (Zufallsstichprobe), sie muss homogen sein und alle Elemente der Stichprobe müssen der gleichen Grundgesamtheit entstammen. Aus der Stichprobe werden mit den Methoden der beurteilenden Statistik die Eigenschaften der Grundgesamtheit geschätzt und mögliche Fehler für die Schätzung (Schätzfehler) angegeben. Hierbei steht die Prüfung von Hypothesen über die Grundgesamtheit und die Anwendung statistischer Tests im Vordergrund.

Bei der Durchführung eines statistischen Tests wird auf der Grundlage einer Nullhypothese und ggf. einer der Nullhypothese entgegengesetzten Alternativhypothese sowie eines frei wählbaren Signifikanzniveaus (i.a.  $\alpha = 0,05$ ,  $\alpha = 0,01$ ,  $\alpha = 0,005$  oder  $\alpha = 0,001$ ) aus den Daten der gewählten Stichprobe eine vom gewählten Test abhängige Prüfgröße ermittelt und mit den entsprechenden Werten der zugehörigen Prüfverteilung (z. B. Normalverteilung, Student-t-Verteilung,  $\chi^2$ -Verteilung, KOLMOGOROFF-SMIRNOFF(KS)-Verteilung) verglichen. Durch den Vergleich von Prüfgröße und Prüfverteilung wird dann entschieden, ob die Nullhypothese auf dem gewählten Signifikanzniveau nicht verworfen werden muss. Eine – häufig gewünschte – positive Bestätigung einer Nullhypothese kann durch statistische Tests nicht erreicht werden.

Statistische Tests werden eingeteilt in Signifikanztests (hier wird lediglich das Signifikanzniveau einer Nullhypothese untersucht), Parametertests (Überprüfung von Hypothesen über statistische Parameter) und Anpassungstests (Überprüfung, ob eine beobachtete Verteilung einer vermuteten Verteilung übereinstimmt). Im Zusammenhang mit wasserbaulichen Fragestellungen wichtige Testverfahren sind u. a.: Trendtest von *Cox u. Stuart* (Signifikanztest), Phasenhäufigkeitstest von *Wallis u. Moore* (Unabhängigkeit einer Stichprobe, Signifikanztest), Mittelwerttests (Signifikanztest), Ausreißertests (Signifikanztest), KS-Test (Anpassungstest),  $\chi^2$ -Test (Anpassungstest),  $n\omega^2$ -Test (Anpassungstest). Einen Einstieg in die Teststatistik gibt beispielsweise SACHS (1984).

Zur Bestimmung von Vertrauensbereichen für statistische Parameter (Konfidenzintervalle) wird auf die Ausführungen Kap. 8.4.3 verwiesen.

## 8.2 Datenerfassung, Prüfung und Auswahl der Stichprobe

Voraussetzungen für jede weitergehende statistische Analyse von Daten sind:

- Gleichwertigkeit,
- Homogenität,
- Unabhängigkeit und
- Repräsentanz  
der Daten.

Somit ist als Datengrundlage für jede statistische Untersuchung hydrographischer Daten immer ein geschlossener Datensatz mit konstanter zeitlicher Auflösung erforderlich. Nur hierdurch wird gewährleistet, dass alle Datensätze einer Stichprobe statistisch gleichwertig im Sinne von gleichgewichtig sind. Hierzu müssen ggf. in den Messungen vorhandene Datenlücken aufgefüllt werden (vgl. hierzu z. B. FRÖHLE, 2000).

Ferner müssen Daten, die als Eingangsdaten für eine statistische Analyse verwendet werden sollen, im statistischen Sinne homogen<sup>3</sup> sein, d. h. die Daten müssen demselben statistischen Versuch entstammen und dürfen keine systematischen Unterschiede aufweisen (vgl. auch PLATE, 1993). Für die Anwendung auf hydrographische Größen bedeutet dies, dass die Position eines Messgeräts während einer Messkampagne nicht geändert werden darf und, dass auch das grundsätzliche Messprinzip bzw. die Genauigkeit der Daten nicht grundlegend geändert werden sollte. Ferner darf auch das hydrodynamische Gesamtsystem beispielsweise durch Bauwerke nicht grundlegend verändert werden. Diese Bedingung kann bei Naturmessungen – insbesondere bei Langzeitmesskampagnen – allein schon aus organisatorischen Gründen nicht immer erfüllt werden, muss aber bei der statistischen Analyse und insbesondere bei der Bewertung von Aussagen, die aus der statistischen Analyse der Daten abgeleitet werden, berücksichtigt werden.

Homogenität der Daten impliziert, dass die Daten plausibel und trendfrei sind. Vielfach wird der Untersuchung der Plausibilität von Messdaten nur wenig Beachtung geschenkt. Es wird angenommen, dass die aufgezeichneten (Mess-)Daten korrekt, ohne Ausreißer und ohne systematische Abweichungen sind. Aus Erfahrungen mit der Auswertung von Messdaten jedweder Art kann jedoch direkt abgeleitet werden, dass die Plausibilität von Messdaten grundsätzlich angezweifelt werden sollte. Schon einfache vergleichende Darstellungen der Messgrößen geben häufig einen ersten Eindruck von möglichen Fehlern.

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit werden in Abb. A 8.2 einige ausgewählte Beispiele möglicher Plausibilitätsuntersuchungen von langzeitstatistischen Seegangsdaten dargestellt.

Mit Plausibilitätsuntersuchungen werden nicht zwangsläufig alle Messfehler und Fehlmessungen entdeckt, jedoch lassen sich insbesondere einzelne Ausreißer in der Stichprobe (Beispiel a, d), Zeitversatz zwischen zwei Datenreihen (Beispiel b), Sprünge in den Daten (Beispiel c) aber auch mögliche schleichende Veränderungen (z. B. Nullpunktdrift eines Gerätes) mit vergleichsweise einfachen Mitteln feststellen.

Zum Nachweis und zur Ermittlung möglicher Trends sowie periodischer Komponenten in den Daten, die als Folge des säkularen Meeresspiegelanstiegs beispielsweise in Wasserstandsdaten häufig vorkommen, werden statistische Tests zur Trendanalyse sowie Methoden der Zeitreihenanalyse (häufig Mittelwertbildung und lineare Regression) verwendet. Ein wichtiger statistischer Test zum Nachweis eines Trends oder einer Trendänderung ist beispielsweise der Trendtest nach COX u. STUART (vgl. SACHS, 1984).

Stichprobe für die extremwertstatistische Bewertung von Daten ist im Allgemeinen eine aus den verfügbaren Datensätzen ausgewählte Teilserie. Der Umfang der Stichprobe und die Datensätze, die für die Stichprobe ausgewählt werden, sind in Abhängigkeit von der untersuchten Fragestellung jeweils problemabhängig zu definieren. Stichprobendaten, die als Eingangsdaten für die Untersuchung und statistische Bewertung extremer Ereignisse benutzt werden, müssen – der statistischen Fragestellung entsprechend – immer der Grundgesamtheit der extremen Ereignisse entstammen. Hierbei dürfen mögliche unterschiedliche Grundgesamtheiten nicht miteinander vermischt werden. Ferner ist es erforderlich, dass die für die

<sup>3</sup> „Inhomogenität bedeutet nicht Unbrauchbarkeit des Materials, sondern erfordert Berücksichtigung der Inhomogenität in der Auswertung“ (SACHS, 1984).

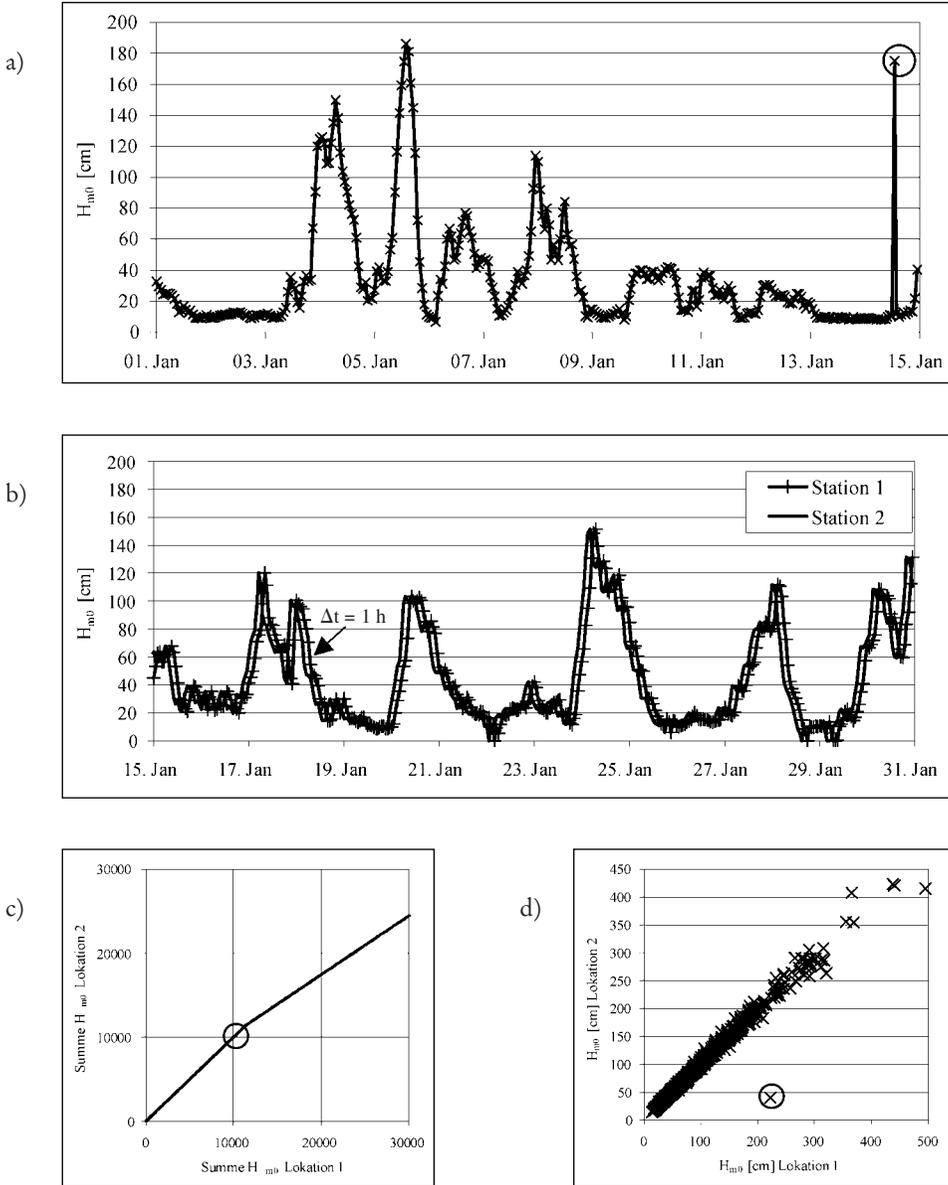


Abb. A 8.2: Beispiele für Plausibilitätsuntersuchungen am Beispiel von Seegangdaten

Untersuchungen berücksichtigten Einzelereignisse im statistischen Sinne unabhängig voneinander sind (z. B. GODA, 1988) und ggf. vorhandene Trends vor der statistischen Analyse eliminiert werden. Eine Stichprobe enthält somit reellwertige Datensätze einer oder mehrerer Zufallsvariablen, die stochastisch unabhängig und identisch verteilt sind.

Bei der Untersuchung extremer hydrographischer Ereignisse haben sich verschiedene mögliche Stichproben aus der verfügbaren Gesamtheit der Daten bewährt (z. B. ISAACSON u.

MACKENZIE, 1981; MATHIESEN et al., 1994; GODA, 1988; FRÖHLE u. KOHLHASE, 1999; FRÖHLE, 2000; DVWK, 1999):

- Jährliche Maximalwerte (jährliche Serie),
- Monatliche Maximalwerte und
- Peak-Over-Threshold-(POT)Werte (partielle Serie).

Bei der Auswahl der Stichprobe muss sichergestellt werden, dass jedes Extremereignis auch nur jeweils einmal in der Stichprobe berücksichtigt wird.

Die Wahl der Gesamtheit der verfügbaren Datensätze als Stichprobe ist im statistischen Sinne nicht korrekt, da hierbei Daten aus der Grundgesamtheit der extremen Ereignisse mit Daten aus anderen Grundgesamtheiten vermischt werden; auch sind Daten einer Gesamtstichprobe im Allgemeinen nicht untereinander unabhängig.

Die Definition von POT-Werten ist in Abb. A 8.3 am Beispiel von Seegangsdaten dargestellt. Es wird deutlich, dass nicht nur der eigentliche Grenzwert ( $H_{m0,thres}$ ) festgelegt wird, sondern auch ein sog. Basiswert ( $H_{m0,bas}$ ), mit dem das Ende eines Extremereignisses definiert wird. Dieser Basiswert ( $H_{m0,bas}$ ) entspricht in einem Seegebiet immer einem Ereignis, welches als durchschnittlich eingeordnet werden kann. Durch die Festlegung eines Basiswertes wird verhindert, dass im Falle von fluktuierenden Wellenhöhen und somit resultierenden relativen Maxima oberhalb des Grenzwertes während eines einzelnen Extremereignisses Daten aus diesem Extremereignis häufiger als einmal berücksichtigt werden (vgl. hierzu Abb. A 8.3). Dieses Kriterium kann sinngemäß auch auf Jahresmaxima sowie monatliche Maximalwerte angewendet werden.

Weitere Möglichkeiten zur Definition von Extremereignissen (POT) und zur Vermeidung der Überbewertung einzelner Extremereignisse finden sich z. B. bei VAN VLEDDER et al. (1993). Häufig wird eine zeitliche Begrenzung zwischen zwei Extremereignissen eingeführt. Hierzu sind jedoch detaillierte Untersuchungen zu Dauer und zeitlichem Abstand extremer Ereignisse erforderlich, für die häufig die Datenbasis fehlt bzw. die meist aufbauend auf die

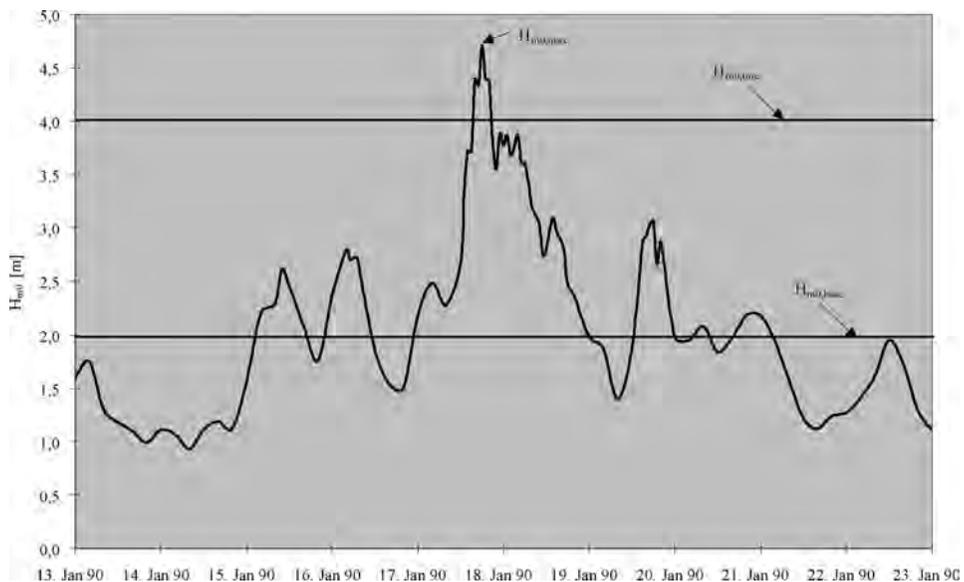


Abb. A 8.3: Zur Definition von Peak-Over-Threshold-Werten (POT-Werten)

Untersuchungen extremer Einzelereignisse durchgeführt werden. Ferner kann es zu Widersprüchen bei der Wahl des erlaubten Zeitabstandes bei sehr langen einzelnen Sturmereignissen einerseits und bei schnell aufeinander folgenden Extremereignissen andererseits kommen.

Die physikalisch exakte Definition einzelner hydrodynamischer Extremereignisse auf der Grundlage klimatischer Randbedingungen mit einer Auswertung von Zugbahnen von Tiefdruckgebieten ist mit vertretbarem Aufwand für Untersuchungen im Küstenwasserbau im Allgemeinen nicht möglich, zumal – insbesondere für lange Zeiträume – die hierzu notwendigen Informationen (Wetterkarten) nicht verfügbar sind oder nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand gewonnen werden können.

Die Definition und endgültige Festlegung der Stichproben für extremwertstatistische Untersuchungen erfolgt generell auf der Grundlage des Zeitraums, für den Seegangsdaten verfügbar sind. Bei langen Zeitreihen, die beispielsweise bei Wasserstandsdaten häufig verfügbar sind, sind Jahresmaxima, bei kurzen Zeitreihen Monatsmaxima sinnvoll. Stichproben auf der Basis von POT-Werten sind in jedem Fall sinnvoll anwendbar. Für eine ausreichend lange Zeitreihe sollten sich jedoch die Ergebnisse der extremwertstatistischen Untersuchungen unabhängig von der ausgewählten Stichprobe (Jahresmaxima, Monatsmaxima, POT-Werte) nicht grundlegend voneinander unterscheiden. Hinweise zum erforderlichen Datenumfang werden im Kap. 8.6 gegeben.

Ist die Stichprobe zusammengestellt, wird diese auf statistische Abhängigkeiten der Daten hin untersucht. Zudem muss ein ggf. vorhandener Trend vor weiteren statistischen Auswertungen ermittelt und aus der Stichprobe eliminiert werden. Hinweise zur Untersuchung möglicher Trends gibt beispielsweise PLATE (1993).

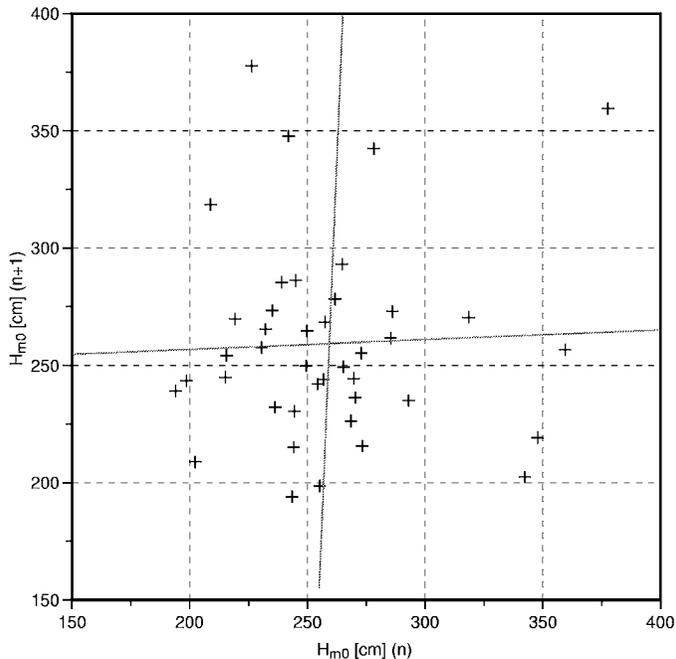


Abb. A 8.4: Korrelationsuntersuchungen von Extremwertdatensätzen,  $H_{m0,max}$  des Ereignisses  $n+1$  als Funktion von  $H_{m0,max}$  des Ereignisses  $n$  mit zugehörigen linearen Regressionsgeraden, ( $r = -0,02$ ). Beispiel: Jahresmaxima signifikanter Wellenhöhen (FRÖHLE, 2000)

Die statistische Unabhängigkeit der Stichprobe wird mit Methoden der Teststatistik (z. B. Phasenhäufigkeitstest nach WALLIS u. MOORE) untersucht. Eine weitere statistisch relevante Aussage über die Unabhängigkeit von Stichproben ergibt sich aus einer Korrelationsanalyse der Daten (GODA, 1988).

In Abb. A 8.4 sind beispielhaft zur Bewertung von Abhängigkeiten innerhalb der Stichprobe die signifikanten Wellenhöhen zweier direkt aufeinanderfolgender Ereignisse ( $n$ ,  $n+1$ ) gegeneinander dargestellt. Schon aus der Auftragung der Daten ist zu erkennen, dass die direkt aufeinander folgenden Daten unabhängig voneinander sind. Die Berechnung der linearen Korrelation zwischen den aufeinander folgenden Daten ergibt einen Korrelationskoeffizienten von  $r = -0,02$ . Die Stichprobendaten sind somit statistisch unkorreliert und weisen keinen Zusammenhang auf.

Für den Fall, dass statistische Tests oder Korrelationsanalysen ergeben, dass die Daten der Stichprobe nicht unabhängig voneinander sind, sollte – sofern möglich – eine andere Stichprobe gewählt werden.

### 8.3 Extremwertstatistische Verteilungsfunktionen

Grundlage für weiterführende Untersuchungen von Eintrittswahrscheinlichkeiten extremer Ereignisse ist die Verteilungsfunktion der gewählten Stichprobe. Analyse und Bewertung extremer Ereignisse erfolgen im Allgemeinen auf der Grundlage statistischer Extremwert-Verteilungen, beispielsweise die Log-Normal-Verteilung, Verteilungen aus der Familie der Extremal-Verteilungen (hier vielfach die Extremal-I und die WEIBULL-Verteilung) sowie Verteilungen aus der Familie der Gamma-Verteilungen (PEARSON-III-, Log-PEARSON-III- und Exponential-Verteilung) (FRÖHLE, 2000; DVWK, 1999). Die theoretischen Grundlagen der Verteilungen sowie die mathematischen Ableitungen der Dichte- und Verteilungsfunktionen aus den jeweiligen Grundformen sind z. B. bei JOHNSON u. KOTZ (1970a, 1970b, 1972) JOHNSON et al. (1994, 1995) oder bei PLATE (1993) dargestellt.

Die Dichte- und Verteilungsfunktionen der im Küstenwasserbau für extremwertstatistische Analysen gebräuchlichen Verteilungen sind in Tab. A 8.1 zusammengefasst. Außer für die nur in der 2-parametrischen Form existierenden Extremal-I-Verteilung sind jeweils die 3-parametrischen Formen der Verteilungen angegeben. Die 2-parametrischen Formen der Verteilungen erhält man für  $x_0 = 0$ . Auf die Darstellung von Verteilungen, die als Sonderform direkt aus den in Tab. A 8.1 gegebenen Verteilungen abgeleitet werden können (z. B. RAYLEIGH-, Exponential-Verteilung), wird hier verzichtet (vgl. hierzu JOHNSON et al., 1994 und 1995).

### 8.4 Anpassung von Verteilungsfunktionen

#### 8.4.1 Plotting Position

Als Voraussetzung für viele extremwertstatistische Untersuchungen einer Stichprobe ist es notwendig, jedem einzelnen Datensatz der Stichprobe eine Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnen, d. h. seine Plotting-Position zu ermitteln. Hierzu werden zunächst die Datensätze der Stichprobe – beginnend mit dem größten Wert – der Größe nach geordnet. Der Index  $i$  zeigt den Rang des entsprechenden Datensatzes an. Der Wert  $i = 1$  korrespondiert mit dem größten Wert in der Stichprobe,  $i = n$  mit dem kleinsten Wert. Den geordneten Datensätzen

Tab. A 8.1: Dichte- und Verteilungsfunktionen für ausgewählte statistische Verteilungen  
(\* Verteilungsfunktion im Allgemeinen nicht geschlossen integrierbar  $\Rightarrow$  numerische Lösung)

	Dichtefunktion	Verteilungsfunktion
WEIBULL-Verteilung ( $\beta > 1, \alpha > 0, x_0 < x$ )	$f(x) = \frac{\beta}{\alpha} \cdot \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \cdot \exp\left(-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^\beta\right)$	$F(x) = 1 - \exp\left[-\left[\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^\beta\right]\right]$
Log-Normal-Verteilung ( $\beta > 0, x_0 < x$ )	$f(x) = \frac{\exp\left[-\ln(x-x_0) - \alpha^2/2\beta^2\right]}{(x-x_0) \cdot \beta \sqrt{2\pi}}$	$F(x) = \int_{x_0}^x f(x) \cdot dx^*$
Extremal-I-Verteilung ( $\beta > 0$ )	$f(x) = \frac{1}{\beta} \cdot \exp\left\{\frac{x-\alpha}{\beta} - \exp\left[-\frac{x-\alpha}{\beta}\right]\right\}$	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right]$
Extremal-III-Verteilung ( $\alpha > x, \gamma > 0$ )	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^{(\gamma-1)} \cdot \exp\left(-\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^\gamma\right)$	$F(x) = \exp\left(-\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^\gamma\right)$
PEARSON-III-Verteilung ( $\beta > 0, \alpha > 1, x_0 < x$ )	$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\alpha-1}}{\beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot \exp\left[\frac{-(x-x_0)}{\beta}\right]$	$F(x) = \int_{x_0}^x f(x) \cdot dx^*$
Log-PEARSON-III-Verteilung ( $\beta > 0, \alpha > 1, x_0 < x, x_0 > 0$ )	$f(x) = \frac{(\ln(x) - \ln(x_0))^{\alpha-1}}{x \cdot \beta^\alpha \cdot \Gamma(\alpha)} \cdot \exp\left[\frac{-(\ln(x) - \ln(x_0))}{\beta}\right]$	$F(x) = \int_{x_0}^x f(x) \cdot dx^*$

der Stichprobe werden dann Plotting-Positionen zugeordnet. Gebräuchliche Formeln zur Berechnung der Plotting-Positionen sind in Tab. A 8.2 zusammengefasst.

Die Formel von WEIBULL (Tab. A 8.3), bei der die geschätzte Plotting-Position dem Mittelwert der Eintrittswahrscheinlichkeit des k-ten Wertes in einer Stichprobe von n-Werten (PLATE 1993) und somit dem Erwartungswert entspricht (GUMBEL 1958), bildet die Grundlage für vielfältige extremwertstatistische Auswertungen.

Für graphische Analysen extremer Ereignisse auf der Grundlage von Wahrscheinlichkeitspapier, welches gemäß Tab. A 8.3 konstruiert wird, sollte sie jedoch nur mit Vorsicht angewendet werden, da sie hier bei der Zuordnung der Wahrscheinlichkeiten häufig nicht unerhebliche Abweichungen bei der Ermittlung der Funktionsparameter bzw. bei der Bewertung der Anpassung erzeugt (CARTER u. CHALLENGER (1983) oder GODA (1988), dort als Bias – Abweichung vom Erwartungswert der Plotting Position – bezeichnet). In solchen Fällen wird – sofern die Verteilung der Stichprobe unbekannt ist – empfohlen, die von HAZEN (1914) vorgeschlagene Formel zur Berechnung der Plotting-Position anzuwenden, da sie bei unterschiedlichsten Formen der Verteilung der Daten akzeptable Ergebnisse ergibt, d.h.,

Tab. A 8.2: Ausgewählte Gleichungen zur Ermittlung der Plotting-Position eines Datensatzes ( $i$  = Rang des Datensatzes;  $n$  = Anzahl der Datensätze der Stichprobe)

Name	Gleichung
HAZEN (1914)	$P_i = \frac{i - 0,5}{n}$
WEIBULL / GUMBEL (1958)	$P_i = \frac{i}{n + 1}$
BLOM (1958)	$P_i = \frac{i - \frac{3}{8}}{n + \frac{1}{4}}$
GRINGORTON (1963)	$P_i = \frac{i - 0,44}{n + 0,12}$
GODA (1988)	$P_i = \frac{i - (0,2 + 0,27 \cdot \sqrt{n})}{n + (0,12 + 0,23 \cdot \sqrt{n})}$

geringe Abweichungen vom Erwartungswert der Ergebnisse gibt (CUNNANE 1978). Als Plotting-Position wird bei der Formel von HAZEN (1914) die Mitte des Wahrscheinlichkeitsintervalls zwischen zwei benachbarten Werten gewählt.

Ist die wahrscheinliche Verteilung der Daten/Stichprobe bekannt, kann es häufig vorteilhaft sein, speziell modifizierte Formeln bzw. direkt aus der Verteilungsfunktion abgeleitete sog. „expected probability plotting-position“ zur Berechnung der Plotting-Position zu wählen. Hierdurch kann vielfach der Bias der den Stichprobendaten zugeordneten Wahrscheinlichkeiten deutlich vermindert werden (CARTER u. CHALLENGOR, 1983). So empfiehlt sich die Formel von BLOM (1958) für die Untersuchung normalverteilter Daten, die Formel von GRINGORTON (1963) für ExtremaI-I verteilte und die Formel von GODA (1988) für die Untersuchung WEIBULL-verteilter Daten. Weitere Hinweise zur Auswahl von „Plotting position“ Formeln geben die Veröffentlichungen von CUNNANE (1978) und GODA (1988), die sich detailliert mit der Wirksamkeit und dem Bias von Formeln zur Berechnung der Plotting-Position befassen.

#### 8.4.2 Methoden der Anpassung

Die Eigenschaften der statistischen Verteilungen (Dichte- und Verteilungsfunktionen) werden durch die Parameter (vgl. Tab. A 8.1) der jeweiligen Verteilung bestimmt. Nach der Auswahl einer statistischen Verteilung als mögliche Verteilung der Stichprobe bleibt die Ermittlung der Verteilungsparameter, welche die beste empirische Anpassung der gewählten Verteilung an die Stichprobendaten ergeben. Hierzu sind mehrere Methoden verfügbar.

Die graphische Methode ist die einfachste und anschaulichste Methode. Die Stichprobendaten werden auf Wahrscheinlichkeitspapier der ausgewählten Verteilung aufgetragen. Zur Anpassung der Verteilung an die Daten wird eine Ausgleichsgerade durch die

Daten gelegt. Die Bewertung der Anpassung und die Minimierung der Abweichungen zwischen den Stichprobendaten und der Verteilung erfolgt optisch. Die Parameter der Verteilung werden aus der Steigung der Ausgleichsgeraden und aus den Achsenabschnitten ermittelt (D'AGOSTINO u. STEVENS, 1986).

Das Hauptproblem bei der graphischen Methode besteht darin, dass die Anpassung an die Daten immer subjektiv beeinflusst bleibt. Das bedeutet, dass auch von erfahrenen Ingenieuren oder Statistikern im Allgemeinen keine gleichen Anpassungen an gleiche Datensätze bei gleicher zugrunde gelegter Verteilungsfunktion zu erwarten sind. Ein weiteres Problem bei der graphischen Methode besteht darin, dass es nicht möglich ist, für alle wichtigen extremwertstatistischen Verteilungsfunktionen Wahrscheinlichkeitspapier zu erstellen und somit die Parameter der Verteilung nicht immer bestimmbar sind. Die Achseneinteilungen von Wahrscheinlichkeitspapier wichtiger Verteilungsfunktionen sind in Tab. A 8.3 zusammengefasst. Daneben ist es in der Statistik auch üblich, die Achseneinteilung mittels Monte-Carlo-Simulation bzw. analytisch für den jeweiligen Anwendungsfall zu ermitteln.

Ein unschätzbare Vorteil der graphischen Methode ist, dass für die Anpassung an die Daten nicht zwangsläufig eine Gerade gewählt werden muss und somit grundsätzlich jede beliebige (auch nicht fest definierte) Verteilungsfunktion für die Anpassung an die Daten möglich wird. Die so ermittelte Verteilung und auch die Verteilungsparameter können dann natürlich nicht bestimmt werden.

Tab. A 8.3: Mögliche Achseneinteilung für ausgewählte Verteilungen  
\* exakte Berechnung nicht möglich, Näherung nach

D'AGOSTINO u. STEVENS (1986) mit  $t = \sqrt{-\ln(4 \cdot p_i \cdot (1 - p_i))}$

Verteilung	Abszisse	Ordinate
Normalverteilung	$x_i$	$\text{sign}(p - 0,5) (1,238 t (1 + 0,0262 t))^*$
Log-Normalverteilung	$\ln(x_i)$	$\text{sign}(p - 0,5) (1,238 t (1 + 0,0262 t))^*$
WEIBULL-Verteilung	$\ln(x_i)$	$\ln(-\ln(1 - p_i))$
Extremal I-Verteilung	$x_i$	$\ln(-\ln(1 - p_i))$
Exponential-Verteilung	$x_i$	$-\ln(1 - p_i)$

Die Regressionsmethode (Methode der kleinsten Fehlerquadrate) ist die analytische Umsetzung der graphischen Methode. Bei der Regressionsmethode werden die Daten zunächst gemäß Tab. A 8.3 linearisiert. Nach der Linearisierung wird nach der linearen Regressionsrechnung (Minimierung der Fehlerquadrate) eine Ausgleichsgerade durch die Daten gelegt. Aus der Steigung der Ausgleichsgeraden und dem Achsenabschnitt werden analog zur graphischen Methode die Parameter der zugrunde gelegten Verteilungsfunktion berechnet. Es ist darauf hinzuweisen, dass Korrelationsrechnungen in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der Transformation – d. h. vor oder nach der Berechnung des Zusammenhangs – zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, auch wenn scheinbar gleiche mathematische Operationen durchgeführt wurden. Diese Abweichungen ergeben sich daraus, dass mit der Datentransformation jeder einzelne Datensatz und somit auch der Abstand zwischen zwei Datenpunkten transformiert wird. Es ergeben sich somit unterschiedliche relative Gewichte

der jeweiligen Abweichungen, welche dann im Allgemeinen zu einer veränderten Ausgleichsfunktion führen.

Bei der *Momentenmethode* werden die Verteilungsparameter aus den Momenten (1. Moment [Mittelwert, 8.4], 2. Moment [Varianz, 8.5], usw.) ermittelt. Die Momentenmethode hat den Vorteil, dass sie sehr einfach anwendbar ist und häufig zu guten Schätzwerten für die Verteilungsparameter führt. Dies gilt insbesondere dann, wenn das erste und das zweite Moment der Stichprobe ausreichen, um die Verteilungsparameter zu ermitteln. Bei kleinen Stichproben oder bei schiefen Verteilungen kann die Schätzung mit der Momentenmethode zu sehr großen Schätzfehlern (Bias) führen. In Tab. A 8.4 sind die Momentenschätzer für ausgewählte extremwertstatistische Verteilungen zusammengefasst.

Das wichtigste Verfahren zur Ermittlung von Schätzwerten für die Parameter einer Verteilung aus der Stichprobe ist die *Maximum-Likelihood-Methode*. Sie wurde von FISHER (1912) in allgemeiner Form eingeführt.

Die Maximum-Likelihood-Methode geht, unter der Annahme, dass die gemessenen Stichprobenwerte unabhängige Ereignisse des durch die Dichtefunktion beschriebenen Zufallsprozesses sind, von der Wahrscheinlichkeitsdichte  $f(x)$  der bekannten Verteilungsfunktion aus. Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der einzelnen Stichprobenwerte  $x_i$  ist somit  $f(x_i)$ . Die Likelihoodfunktion ( $L$ ) entspricht der Wahrscheinlichkeit, dass die Elemente der Stichprobe in der vorhandenen Form auftreten (8.17). Sie hängt somit von den Werten  $x_i$  der Stichprobe und dem Funktionsverlauf  $f(x)$  der Wahrscheinlichkeitsdichte ab.

$$L = f(x_1, u_i) \cdot f(x_2, u_i) \cdot \dots \cdot f(x_n, u_i) \quad (8.17)$$

Die Maximum-Likelihood-Methode berechnet den Parameterwert  $u$  bzw. die Parameterwerte  $u_i$  der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion welcher/welche mit größter Wahrscheinlichkeit eintreten, d. h. für den/die die Likelihood-Funktion ein Maximum hat (8.18).

Tab. A 8.4: Momentenschätzer für ausgewählte Verteilungen (FRÖHLE, 2000 nach WMO, 1988)

Verteilung	Momentenschätzer
WEIBULL	$\bar{x} = \alpha \cdot \Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right)$ $\text{var} = \alpha^2 \cdot \left[ \Gamma\left(\frac{2}{\beta} + 1\right) - \left( \Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right) \right)^2 \right]$
Log-Normal	$\bar{x} = \exp\left(\alpha + \frac{\beta^2}{2}\right)$ $\text{var} = \exp(2\alpha) \cdot \exp(\beta^2) \cdot [\exp(\beta^2) - 1]$
Extremal-I	$\bar{x} = \alpha + \gamma \cdot \beta$ $\text{var} = \frac{\pi^2}{6} \cdot \beta^2$

$$\frac{\partial L}{\partial u_i} = 0; \quad \frac{\partial^2 L}{\partial u_i^2} < 0 \tag{8.18}$$

Die Anwendung des Prinzips kann häufig vereinfacht werden, wenn die Likelihood-Funktion logarithmiert wird (PLATE, 1993).

Die Maximum-Likelihood-Methode lässt sich nicht für alle Verteilungen analytisch lösen; in solchen Fällen muss die Lösung numerisch erfolgen.

Die Maximum-Likelihood-Methode führt außer für sehr geringe Stichprobenumfänge zu kleinen Schätzfehlern für die Verteilungsparameter (vgl. CARTER u. CHALLENGOR, 1983 u. PLATE, 1993). In Tab. A 8.5 sind die Maximum-Likelihood-Schätzer für ausgewählte Verteilungen zusammengestellt.

Zur Verminderung des Bias wird für die o.a. Anpassungsmethoden die sog. *Jackknife-Methode* angewendet. Die Verteilungsparameter einer Stichprobe mit  $n$ -Werten werden  $n$ -Mal berechnet, wobei der Reihe nach jeweils ein Stichprobenwert ( $n_i = n - 1$ ) nicht berücksichtigt wird. Aus den  $n$ -Verteilungsparametern werden dann durch Mittelwertbildung die endgültigen Schätzwerte ermittelt. Hierdurch kann der Bias der geschätzten Parameter von  $f(1/n)$  auf  $f(1/n^2)$  vermindert werden (vgl. CARTER u. CHALLENGOR, 1983).

Tab. A 8.5 : Maximum-Likelihood-Schätzer für ausgewählte Verteilungen  
(FRÖHLE, 2000 nach WMO, 1988)

Verteilung	Maximum-Likelihood-Schätzer
WEIBULL	$\hat{\alpha} = \sqrt{\frac{\beta}{\frac{1}{n} \sum x_i^{\hat{\beta}}}}$ $\hat{\beta} = \frac{1}{\frac{\sum x_i^{\hat{\beta}} \log(x_i)}{\sum x_i^{\hat{\beta}}} - \frac{1}{n} \sum \log(x_i)}}$
Log-Normal	$\hat{\alpha} = \sum \frac{\log(x_i)}{n}$ $\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (\log(x_i) - \hat{\alpha})^2}$
Extremal-I	$\hat{\alpha} = -\hat{\beta} \log \left( \frac{1}{n} \sum \exp \left( \frac{-x_i}{\hat{\beta}} \right) \right)$ $\hat{\beta} = \frac{1}{n} \sum x_i - \frac{\sum x_i \exp \left( \frac{-x_i}{\hat{\beta}} \right)}{\sum \exp \left( \frac{-x_i}{\hat{\beta}} \right)}$

Für die Anpassung von hydrographischen Daten an extremwertstatistische Verteilungsfunktionen sind die Maximum-Likelihood-Methode und die Momentenmethode grundsätzlich besonders gut geeignet, da die Anpassung der Daten direkt auf Basis der Stichprobe erfolgen kann und keine weitere Zuordnung von Wahrscheinlichkeiten zu den einzelnen Datensätzen erfolgen muss.

Detaillierte numerische Vergleichsuntersuchungen zur Bewertung verschiedener Methoden zur Anpassung von Daten an die Extremal-I-Verteilung wurden von CARTER u. CHALLENGOR (1983) durchgeführt. Zusammenfassend wird von CARTER u. CHALLENGOR festgestellt, dass für die Momentenmethode und die Maximum-Likelihood-Methode die Abweichungen insgesamt am geringsten sind. Für kleinere Stichproben ( $n \cong 10$ ) sollte die Jackknife-Methode für die Maximum-Likelihood-Schätzer angewendet werden, um den zu erwartenden Bias zu reduzieren. Bei der Momentenmethode sollten die erwartungstreuen Schätzer der Momente (8.3–8.7) den Parameterschätzungen zugrunde gelegt werden.

Bei der Regressionsmethode und allen weiteren aus der graphischen Methode abgeleiteten Verfahren hängen die zu erwartenden Abweichungen von der verwendeten Plotting-Position-Formel (Tab. A 8.2) und von der verwendeten Achsentransformation ab. Für die von CARTER u. CHALLENGOR untersuchte Extremal-I-Verteilung ergaben sich die größten Abweichungen für die Plotting-Formel von GUMBEL, die geringsten für eine direkt aus der Extremal-I-Verteilungsfunktion abgeleitete sog. „expected probability plotting position“.

#### 8.4.3 Vertrauensbereiche (Konfidenzintervalle)

Bei der Anpassung von Verteilungen an Stichproben wird jeweils nur ein (der bestmögliche) Parametersatz geschätzt. Dieser Parametersatz ist jedoch als Folge der möglichen Streubreite der Verteilungsparameter mit Unsicherheiten behaftet. Daher weist auch die Verteilungsfunktion eine Streubreite auf. Als Maß für die Streubreite der geschätzten Verteilungsparameter oder der geschätzten Verteilungsfunktion dienen Vertrauensbereiche (sog. Konfidenzintervalle). Diese besagen, dass die gesuchte Größe mit einer definierten, vorher festgelegten Wahrscheinlichkeit (Signifikanzniveau) innerhalb der Grenzen des Konfidenzintervalls gefunden werden kann. Zum Beispiel liegt die Verteilungsfunktion der Stichprobendaten mit 90%-iger Wahrscheinlichkeit innerhalb des 90%-Konfidenzintervalls der Verteilungsfunktion.

Ausgehend von der Annahme, dass Abweichungen einzelner Werte von der geschätzten Verteilungsfunktion nur zufällig auftreten können, kann die Verteilung der Abweichungen mit einer Normalverteilung  $N(\mu, \sigma)$  beschrieben werden. Mittelwert ist die geschätzte Verteilungsfunktion. Die Standardabweichung  $\sigma_{x_T}$  wird bei gegebener Verteilung und für festgelegte Werte ( $x_i$ ) nach 8.19 berechnet. Für ein gegebenes Signifikanzniveau kann somit das Konfidenzintervall  $x_T(\gamma)$  der geschätzten Verteilungsfunktion ermittelt werden. Die theoretischen Grundlagen für die Ableitung der Gl. 8.19 sind z. B. bei PLATE (1993) angegeben.

Die aus der Variabilität möglicher Ereignisse resultierenden Unsicherheiten der Parameteranpassung können auf der Grundlage von Monte-Carlo-Simulationsrechnungen bestimmt werden (MATHIESEN et al., 1994).

$$x_T(\gamma) = \bar{x}_T + \sigma_{x_T} \cdot \eta'_\gamma \quad (8.19)$$

$$\text{mit: } \sigma_{x_T}^2 = \frac{\sigma_x^2}{n} \cdot \left[ 1 + K_T \cdot C_{sx} + \frac{K_T^2}{4} (K_x - 1) \right]$$

$K_x$  = Kurtosis (Gl. 8.7)

$C_{sx}$  = Schiefe (Gl. 8.6)

$K_T$  =  $\eta'_\gamma$  = Standardisierte Normalverteilung für die Konfidenzzahl  $\gamma$   
bzw. die Fraktile T (Tab. siehe z. B. PLATE, 1993).

#### 8.4.4 Bewertung der Anpassung

Grundsätzlich sind für extremwertstatistische Untersuchungen alle denkbaren stetigen Verteilungen geeignet und im Allgemeinen ist auch eine Anpassung der Stichprobe an eine gewählte Verteilungsfunktion und somit die Schätzung der Verteilungsparameter unabhängig von der gewählten Methode problemlos möglich. Ob die gewählte Verteilungsfunktion mit den ermittelten Verteilungsparametern jedoch der Verteilung der Stichprobe entspricht und somit die Verteilung der Grundgesamtheit bekannt ist, kann mit der Schätzung der Verteilungsparameter allein nicht beantwortet werden.

Eines der Hauptprobleme bei extremwertstatistischen Untersuchungen ist die Bewertung der Güte der Anpassungen, d. h. die Beantwortung der Fragen, ob

- einerseits die Verteilungsfunktion der Stichprobe und somit die der zugrunde liegenden Grundgesamtheit und die angepasste Verteilungsfunktion der gewählten statistischen Verteilung zumindest im statistischen Sinne gleich sind und, ob
- andererseits die gewählte statistische Verteilung im Vergleich zu anderen Verteilungen eine bessere Anpassung an die Stichprobe ergibt und somit der Grundgesamtheit besser entspricht.

Grundsätzlich werden bei der Bewertung der Anpassung von Daten an Verteilungsfunktionen die *visuelle Methode*, die Berechnung von *Korrelationskoeffizienten*, *statistische Tests* sowie weitere, häufig jedoch lediglich für Spezialfälle aussagefähige Methoden angewendet.

Die Bewertung der Güte der Anpassung verschiedener Verteilungen mittels der *visuellen Methode* wird analog zur Anpassung von Verteilungsfunktionen an Stichproben durchgeführt. Die Stichprobendaten werden zusammen mit den Verteilungsfunktionen der ausgewählten Verteilungen in Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen und optisch miteinander verglichen. Hierbei ist es zum einfacheren Vergleich auch möglich, mehrere Verteilungsfunktionen in ein Wahrscheinlichkeitsdiagramm einzutragen. So kann die Güte der Anpassung mehrerer Verteilungen direkt miteinander verglichen werden. Für die Bewertung der Güte der Anpassung können auch die Konfidenzintervalle (Vertrauensbereiche) der Verteilungsfunktion herangezogen werden, die auf der Basis der Streuung der Stichprobendaten um den Mittelwert berechnet werden.

Bei der *Korrelationsmethode* wird nach Linearisierung der Daten (vgl. Tab. A 8.3) der Korrelationskoeffizient  $0 \leq |r_{xy}| \leq 1$  (8.12) zwischen der kumulierten Wahrscheinlichkeit und den Stichprobendaten berechnet. Der Korrelationskoeffizient ist ein Maß für den Zusammenhang zwischen zwei Variablen X, Y. Je größer der Betrag des Korrelationskoeffizienten  $|r_{xy}|$  ist, desto stärker ist der Zusammenhang zwischen den beiden untersuchten Variablen. Eine generelle Aussage zur Abhängigkeit des Zusammenhangs der beiden untersuchten Variablen vom Korrelationskoeffizienten – wie es häufig gefordert wird – kann nicht gegeben werden, da die Bewertung unterschiedlicher Korrelationskoeffizienten von

der Anzahl der Stichprobenwerte abhängig ist. Beispielsweise weisen Stichproben mit gleichem Korrelationskoeffizienten  $r_{xy} = 0,90$  in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang im statistischen Sinn ein unterschiedliches Maß an Zusammenhang auf. Unter der Voraussetzung, dass die beiden untersuchten Variablen voneinander unabhängig und jeweils normalverteilt sind, kann jedoch auf der Basis der Student-t-Verteilung ein Test auf Unkorreliertheit (Korreliertheit) der Variablen durchgeführt werden.

Ein gewichtiger Nachteil der Korrelationsmethode im Hinblick auf die Bewertung von Anpassungen von Stichproben an statistische Verteilung ist, dass die Korrelationskoeffizienten der linearen Regressionsrechnung nur für – zumindest annähernd – normalverteilte Variablen sinnvoll zu interpretieren sind. Korrelationsuntersuchungen für nicht normalverteilte Variablen sind dementsprechend nicht sinnvoll (SACHS, 1984).

Alternativ zur Korrelationsmethode kann ein Test auf Unabhängigkeit mittels des Rang-Korrelationskoeffizienten von *Spearman* (8.13) durchgeführt werden, der nicht von normalverteilten Variablen ausgeht.

Neben dem Rang-Korrelationskoeffizienten von *Spearman* kommen weitere statistische Tests zur Bewertung des Zusammenhangs zwischen Stichprobendaten und Verteilungsfunktionen in Frage. Weit verbreitete Anpassungstests sind der  $\chi^2$ -Test und der KOLMOGOROFF-SMIRNOFF-Test (K-S-Test). In der Hydrologie wird der  $\omega^2$ -Test (z. B. KLUGE, 1996) häufig verwendet. Die angeführten Tests sind unabhängig von der zugrunde liegenden Verteilung und sind damit auch für nicht normalverteilte Daten aussagekräftig.

Mit Anpassungstests wird bestimmt, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Daten einer Stichprobe aus einer gewählten Verteilung stammen. Über das sog. Signifikanzniveau eines Tests wird die Anpassungsgüte der Verteilungsfunktion an die Stichprobe abgeschätzt; ein direkter Vergleich mehrerer Verteilungen über die berechneten Prüfgrößen eines Tests ist ebenfalls zulässig.

Als Prüfgröße wird beim K-S-Test die maximale Abweichung zwischen der Stichprobe und der untersuchten Verteilungsfunktion herangezogen, beim  $\chi^2$ -Test die Summe der relativen quadratischen Abweichungen zwischen der erwarteten und der beobachteten Häufigkeit einer Klasse<sup>4</sup> und beim  $\omega^2$ -Test das Integral über die quadratischen Abweichungen zwischen der empirischen und der untersuchten Verteilung. Die Testgrößen der ausgewählten statistischen Testverfahren sind in Tab. A 8.6 zusammengefasst.

Aus der Prüfgröße wird mit der entsprechenden Verteilung (KS-Verteilung,  $\chi^2$ -Verteilung,  $\omega^2$ -Verteilung) das Signifikanzniveau des Zusammenhangs zwischen Verteilungsfunktion und Stichprobe ermittelt.

## 8.5 Extrapolation auf geringe Wahrscheinlichkeiten

Ist die (wahrscheinliche) Verteilungsfunktion der Stichprobendaten bekannt, kann hieraus auf die Wahrscheinlichkeit des Eintretens beliebiger Ereignisse geschlossen werden. Nach dem Konzept von VON MISES (1936) kann die Wahrscheinlichkeit als Grenzprozess der relativen Häufigkeit aufgefasst werden (8.9). Die mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit

<sup>4</sup> Der  $\chi^2$ -Test hängt von der Anzahl der Klassen und somit von der gewählten Klassenbreite ab. Die Zahl der Freiheitsgrade (FG) der  $\chi^2$ -Verteilung berechnet sich zu:

$$FG = k - 1 - a$$

mit: k = Anzahl der Klassen, a = Anzahl der Parameter der untersuchten Verteilung.

Tab. A 8.6: Ausgewählte Anpassungstests und zugehörige Testgrößen (nach PLATE, 1993 u. KLUGE, 1996)

Test	Testgröße
KOLMOGOROFF-SMIRNOFF-Test	$k = \max  F_B - F_E $
$\chi^2$ -Test	$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(F_{B_i} - F_{E_i})^2}{F_{E_i}}$
$n\omega^2$ -Test	$n\omega^2 = n \cdot \int_{x=-\infty}^{\infty} [F_B(x) - p_E(x)]^2 dF(x)$

mit:  $F_B$  = Eintrittswahrscheinlichkeit Stichprobenwerte;  
 $F_E$  = Eintrittswahrscheinlichkeit Vergleichsverteilung;  
 $p_E$  = empirische Eintrittswahrscheinlichkeit Stichprobenwert.

eines einzelnen Ereignisses in einem definierten Wiederholungszeitraum kann abgeleitet werden zu:

$$P_u = 1 - \frac{B}{n \cdot W} \quad [-] \quad (8.20)$$

mit:  $P_u$  = Unterschreitungswahrscheinlichkeit  
 $B$  = Beobachtungszeitraum der Stichprobe  
 $W$  = Wiederholungszeitraum  
 $n$  = Gesamtanzahl der Werte der Stichprobe.

Aus der Verteilungsfunktion (Tab. A 8.1) wird der zur Unterschreitungswahrscheinlichkeit zugehörige Wert ermittelt. Als Grundlage für die Bestimmung der Unterschreitungswahrscheinlichkeit wird häufig das mittlere Wiederkehrintervall (z. B. 20, 50 oder 100 Jahre) herangezogen. Hierbei muss davon ausgegangen werden, dass sich die Bedingungen im betrachteten Zeitraum nicht ändern.

Zusätzlich kann die Extrapolation auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten auch für eine Sicherheit gegen die Überschreitung innerhalb eines definierten Zeitraums erfolgen. Ausgehend von der aus dem BERNOULLI-Experiment abgeleiteten Binomial-Verteilung<sup>5</sup> (8.21) kann die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Einzelereignisses mit definierter Eintrittswahrscheinlichkeit berechnet werden. Die Binomial-Verteilung geht für große  $n$  in die Poisson-Verteilung (8.22) über.

$$P(y \leq k; n) = \sum_{y=0}^k \binom{n}{y} \cdot p^y \cdot (1-p)^{(n-y)} \quad (8.21)$$

mit:  $k$  = Anzahl der betrachteten Ereignisse  
 $n$  = Gesamtanzahl der Ereignisse  
 $p$  = Eintrittswahrscheinlichkeit des Einzelereignisses  
 $y$  = aktuelles Ereignis (Laufvariable)

<sup>5</sup> Die Binomial-Verteilung gibt die Wahrscheinlichkeit an, mit der ein Ereignis mit der Eintrittswahrscheinlichkeit  $p$   $y$ -mal in  $n$  Versuchen eintritt.

$$P(y \leq k; L) = \sum \frac{(a \cdot L)^y}{y!} \cdot e^{-a \cdot L} \tag{8.22}$$

mit: a = mittlere Anzahl von Ereignissen je Intervall  
 L = Intervalllänge  
 k = Anzahl der betrachteten Ereignisse  
 y = aktuelles Ereignis (Laufvariable).

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein 100-jährliches Ereignis in den nächsten 100 Jahren auch tatsächlich mindestens einmal eintritt, lässt sich aus der Binomial-Verteilung mit den Parametern  $m = 100$ ,  $p = 0,01$  ( $1 / 100$ ) und  $k \leq 100$  zu  $P = 0,634$  (entsprechend  $P = 63,4\%$ ) berechnen. Entsprechend kann die Eintrittswahrscheinlichkeit für ein Ereignis, das in den nächsten 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 5% eintritt, zu rd.  $P = 5,1282 \cdot 10^{-4}$  ( $1/1950$ ) berechnet werden. Die Zuordnung von Bemessungszeitraum, Eintrittswahrscheinlichkeit im Bemessungszeitraum und zugehörigem mittlerem Wiederholungszeitraum eines Ereignisses kann Abb. A 8.5 entnommen werden.

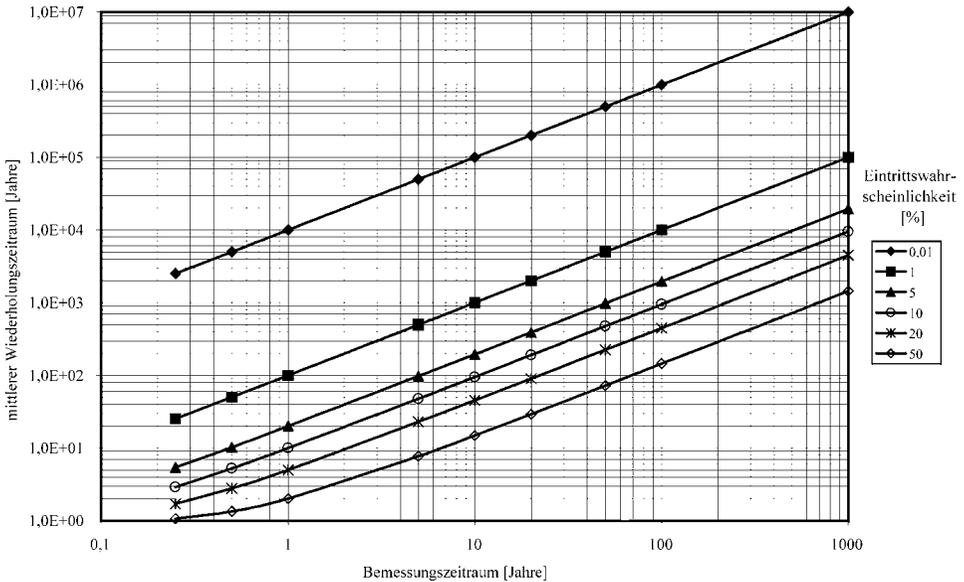


Abb. A 8.5: Mittlerer Wiederholungszeitraum eines Ereignisses in Abhängigkeit vom Bemessungszeitraum und der Eintrittswahrscheinlichkeit im Bemessungszeitraum

### 8.6 Erforderliche Datenbasis

Bei der Bewertung der extrapolierten Daten stellt sich die Frage nach der statistischen Relevanz der aus der Stichprobe ermittelten extremen Ereignisse für das Projektgebiet. Es ist zu beurteilen, inwiefern auf der Basis der verfügbaren Stichprobe eine Extrapolation der Daten auf die gewählte Wahrscheinlichkeit bzw. den gewählten Zeitraum sinnvoll möglich ist. Ein weit verbreiteter Überschlagsansatz geht davon aus, dass die Daten etwa auf den

3-fachen Zeitraum extrapoliert werden dürfen. Diese Angabe beruht auf theoretischen Untersuchungen von WANG u. LE MEHAUTE (1983), die für die Exponentialverteilung die mittleren prozentualen Abweichungen von 90%-Konfidenzintervallen der Erwartungswerte (von WANG u. LE MEHAUTE bezeichnet als „Unsicherheit“ – uncertainty –) untersucht haben.

Bei dem von WANG u. LE MEHAUTE gewählten Kriterium zur Beurteilung der Genauigkeit der Vorhersage werden die aus dem statistischen Ansatz zur Extrapolation der Daten und die aus der Veränderung der Datengrundlage resultierenden Abweichungen miteinander vermischt, so dass die Beurteilung der allein aus der Verlängerung der Datenbasis resultierenden Verbesserung der Vorhersageergebnisse nicht direkt möglich ist.

Untersuchungen für Seegangdaten auf der Grundlage von Monte-Carlo-Simulationsrechnungen (FRÖHLE, 2000) haben ergeben, dass der zeitliche Umfang der erforderlichen Datenbasis nahezu unabhängig ist vom Zeitraum, auf den die Daten extrapoliert werden. Es ist vielmehr so, dass für extremwertstatistische Untersuchungen eine verlässliche Datenbasis über einen definierten Mindestzeitraum verfügbar sein muss, um die Abweichungen des Ergebnisses vom entsprechenden Erwartungswert der Grundgesamtheit in einer überschaubaren Größenordnung zu halten. Für die Verhältnisse an der deutschen Nordseeküste sowie der deutschen Ostseeküste ist nach den statistischen Simulationsrechnungen ein Zeitraum von rd. 20 Jahren erforderlich, für den verlässliche Seegangdaten verfügbar sein müssen (vgl. Abb. A 8.6). Sinngemäß sind diese Angaben auch auf andere hydrographische Größen übertragbar, da auch hier die gleichen statistischen Verteilungsfunktionen (WEIBULL-, Extremal-, Log-Normal-Verteilung, etc.) für die Untersuchungen benutzt werden.

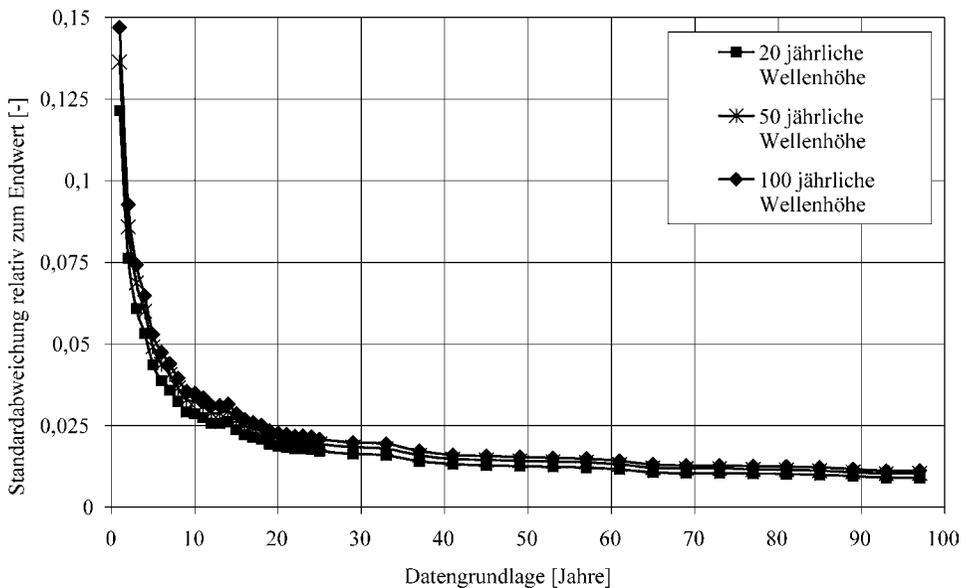


Abb. A 8.6: Standardabweichung der extrapolierten Wellenhöhen in Abhängigkeit von der Datengrundlage (Jahre) für ausgewählte Jährlichkeiten

### 8.7 Physikalische Grenzbedingungen

Neben den aus der zur Verfügung stehenden Datengrundlage und den aus der statistischen Methodik resultierenden Unsicherheiten, ist es empfehlenswert, für die Bewertung der Ergebnisse extremwertstatistischer Untersuchungen immer auch physikalisch mögliche Grenzen der hydrodynamischen Parameter zu berücksichtigen.

Die Ursache möglicher Grenzbedingungen ist in starkem Maße abhängig von der jeweils untersuchten physikalischen Größe aber auch vom jeweiligen Projektgebiet. Beispielsweise können bei Seegangsmessungen mögliche extreme Wellenhöhen in einem Projektgebiet direkt von der Wassertiefe abhängig sein; bei Wasserstandsmessungen können in einem Projektgebiet mit Überschreiten eines bestimmten Wasserstandes (z. B. durch Überfluten von Polderflächen) die Systemeigenschaften komplett verändert werden, so dass die Gewinnung von homogenen Stichproben nur für Werte oberhalb bzw. unterhalb dieser Grenze möglich wird. Liegen alle Werte der Stichprobe unterhalb dieser Grenze, so ist die Extrapolation über den Grenzwert hinaus nicht sinnvoll möglich.

Ein weiteres Kriterium zur Begrenzung hydrodynamischer Parameter resultiert aus einer – möglicherweise – im Projektgebiet vorhandenen Begrenzung der erzeugenden Kräfte bzw. der maximal möglichen Wirklänge auf die Wasseroberfläche. Hieraus können für alle hydrodynamischen Größen (Wasserstand, Strömung, Seegang) obere Grenzen für die jeweils betrachteten Parameter resultieren.

### 8.8 Ausreißer

Ausreißer (engl. outlier) sind einzelne Datensätze, die extrem viel größer oder extrem viel kleiner sind als der Rest der Daten. In der Statistik werden Ausreißer häufig definiert als Ereignisse, die um mehr als das Vierfache der Standardabweichung vom Mittelwert abweichen (SACHS, 1984). Für normalverteilte Grundgesamtheiten ist die Irrtumswahrscheinlichkeit bei dieser Definition eines Ausreißers geringer als 0,02 %. Für nicht normalverteilte Grundgesamtheiten ist die Irrtumswahrscheinlichkeit entsprechend zu bestimmen.

Die Ursachen für das Auftreten von Ausreißern können vielfältig sein. Im Allgemeinen handelt es sich um Messfehler oder um Daten, die einer anderen Grundgesamtheit entstammen als der Rest der Stichprobe.

Ausreißer gehören mit großer Wahrscheinlichkeit nicht der Grundgesamtheit der restlichen Daten an. Sie müssen dementsprechend vor der weiteren Analyse der Daten aus der Stichprobe entfernt werden, da sie ansonsten zu einer Verfälschung der statistischen Untersuchungen führen. Bei der Analyse extremer Ereignisse ist beim Auftreten von Ausreißern immer zu prüfen, ob diese Datensätze möglicherweise einer anderen Grundgesamtheit angehören, die dann gegebenenfalls maßgebend für die Extremwertanalyse werden kann.

Andere Methoden zur Berücksichtigung von Ausreißern werden insbesondere in der Hydrologie häufig angewendet (z. B. SACKL, 1987; DVWK, 1999); diese sind jedoch im statistischen Sinne nicht korrekt und führen zu verfälschten Ergebnissen bei der Interpretation der Stichprobe.

### 8.9 Bivariate Statistik

Für die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus ist die separate Betrachtung einzelner physikalischer Größen (Wasserstände, Strömungen, Seegang, etc.) innerhalb extremer Ereignisse häufig nicht hinreichend. Beispielsweise sind zur Bewertung der Sicherheit

von Bauwerken neben der statistischen Verteilung extremer Wasserstände im Allgemeinen auch die statistische Verteilung zugehöriger maximaler signifikanter Wellenhöhen oder weiterer Seegangparameter (Wellenperiode und Wellenanlaufriechung) sowie anderer Größen zur Beschreibung extremer Ereignisse (z. B. Dauer extremer Ereignisse oder Zeitintervall zwischen extremen Ereignissen) von Bedeutung. Obwohl diese Größen im statistischen Sinne grundsätzlich unabhängig voneinander sind, sind die Verteilungen häufig miteinander korreliert.

Die Berechnung von Eintrittswahrscheinlichkeiten zweier oder mehrerer unabhängiger Größen setzt mehrdimensionale statistische Ansätze voraus. Für praktische Anwendungen sind diese auf zwei Dimensionen (zwei unabhängige Zufallsvariablen, bivariate Verteilungen) begrenzt, da bereits für drei unabhängige Zufallsvariablen die Wahrscheinlichkeitsfunktionen nicht mehr anschaulich sind und der Rechenaufwand groß wird (vgl. SACKL, 1987).

Methodisch kommen für die Berechnung von gemeinsamen, bedingten Eintrittswahrscheinlichkeiten zweier unabhängiger Zufallsvariablen (hier: X, Y) grundsätzlich zwei Vorgehensweisen in Frage:

- bivariate Methode, d. h. die Anwendung bivariater Verteilungen (Tab. A 8.7) für die beiden Zufallsvariablen
- ‚kombinierte univariate‘ Methode, d. h. die Ermittlung der Verteilung der korrelierten Zufallsvariable (Y) für die vorgegebene Zufallsvariable (X).

Die Anwendung von bivariaten Verteilungsfunktionen hat den Vorteil, dass jeweils eine in sich geschlossene Lösung des Problems erreicht wird. Es gibt jedoch nur eine beschränkte Auswahl von mathematisch geschlossen definierten bivariaten Verteilungen. Häufig ist ledig-

Tab. A 8.7: Dichte- und Verteilungsfunktionen bivariater Verteilungen

Dichtefunktion	
Bivariate Normal-Verteilung	$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2(1-r^2)}\left[\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2 - 2r\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]\right\}$
Bivariate WEIBULL-Verteilung	$f(x, y) = \left[ \frac{\xi y^{\xi-1}}{\eta^\xi} e^{-\left(\frac{y}{\eta}\right)^\xi} \right] \left[ \frac{\beta x^{\beta-1}}{\alpha^\beta} e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^\beta} \right]$
Bivariate Log-Normal-Verteilung	$f(x, y) = \frac{0,5}{\sqrt{1-\alpha_{xy}^2}\pi\sigma_x\sigma_yxy} \exp\left[-\frac{0,5}{1-\alpha_{xy}^2}\left[\frac{(\ln(x)-\mu_x)^2}{\sigma_x^2} - \frac{2\alpha_{xy}(\ln(x)-\mu_x)(\ln(y)-\mu_y)}{\sigma_x\sigma_y} + \frac{(\ln(y)-\mu_y)^2}{\sigma_y^2}\right]\right]$
Bivariate WEIBULL Log-Normal-Verteilung	$f(x, y) = \left[ \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma x}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right)^2} \right] \left[ \frac{\beta(y-\gamma)^{\beta-1}}{\pi\alpha^\beta} e^{-\left(\frac{y-\gamma}{\alpha}\right)^\beta} \right]$

lich die Dichtefunktion mathematisch definiert und die Verteilungsfunktionen müssen numerisch integriert werden. Oftmals können Berechnungen auch nur nach Transformation der realen Verteilungen in die Normalverteilung angestellt werden (vgl. z. B. SACKL, 1987).

Für praktische Anwendungen ist die kombinierte univariate Methode häufig günstiger, da hier die Verteilungen der einzelnen Zufallsvariablen frei wählbar und mischbar sind und die Ermittlung der am besten passenden Verteilung ferner anhand von differenzierten Stichproben durchgeführt werden kann. Somit ist häufig eine bessere Anpassung an die Daten möglich. Nachteilig ist, dass die gemeinsame Verteilungsfunktion und auch die gemeinsame

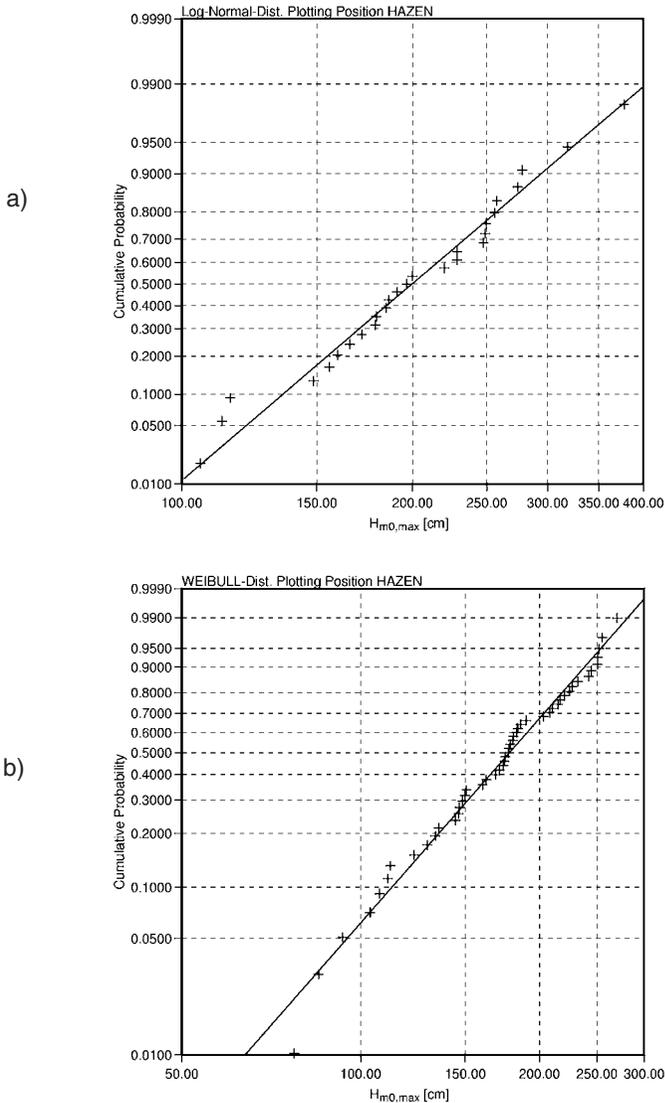


Abb. A 8.7: Verteilung extremer signifikanter Wellenhöhen für a) niedrige ( $W_{st} \leq 400$  cm PN) und b) hohe Wasserstände ( $W_{st} \geq 600$  cm PN) (Projektgebiet Heiligenhafen, Zeitraum 1957–1999)

Dichtefunktion der Zufallsvariablen mathematisch nicht eindeutig definiert und weitere mathematisch-analytische Betrachtungen somit häufig nicht durchführbar sind.

Die Anpassung der bivariaten Verteilungen an eine Stichprobe erfolgt mit der Methode der Momente oder mit der Maximum-Likelihood-Methode. Bei der kombinierten univariaten Methode kommen ferner die graphische und die Regressionsmethode in Betracht. Die Beurteilung der Güte der Anpassung von bivariaten Verteilungen an eine Stichprobe und die Ermittlung von Konfidenzintervallen ist komplex; optische Anpassungsverfahren kommen nicht in Frage. Bei bivariaten Verteilungen können der mittlere Betrag der Abweichungen und/oder die mittlere quadratische Abweichung zwischen den Stichprobenwerten und der Verteilungsfunktion Grundlage für die Beurteilung sein. Wegen der vergleichsweise geringen Anzahl bivariater Verteilungen und der häufig – insbesondere bei der statistischen Bewertung extremer Ereignisse – vergleichsweise geringen Datendichte ist die Beurteilung der Anpassungsgüte nicht immer eindeutig.

Einen detaillierten Überblick über bivariate Verteilungen geben z. B. SACKL (1987) sowie JOHNSSON u. KOTZ (1972). Hierbei beschränkt sich SACKL auf die Darstellung von Untersuchungen mit der bivariaten Normalverteilung in Kombination mit Variablentransformation.

Anwendungsbeispiele für bivariate Methoden sind beispielsweise die gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserständen und zugehörigen Wellenhöhen (vgl. Abb. A 8.7), die statistische Bewertung der Dauer eines Extremereignisses und maximaler signifikanter Wellenhöhe (vgl. Abb. A 8.8) oder die gemeinsame Verteilung von Windsee und Dünung. Nähere Angaben zur gewählten Methodik der Beispiele finden sich bei FRÖHLE (2000).

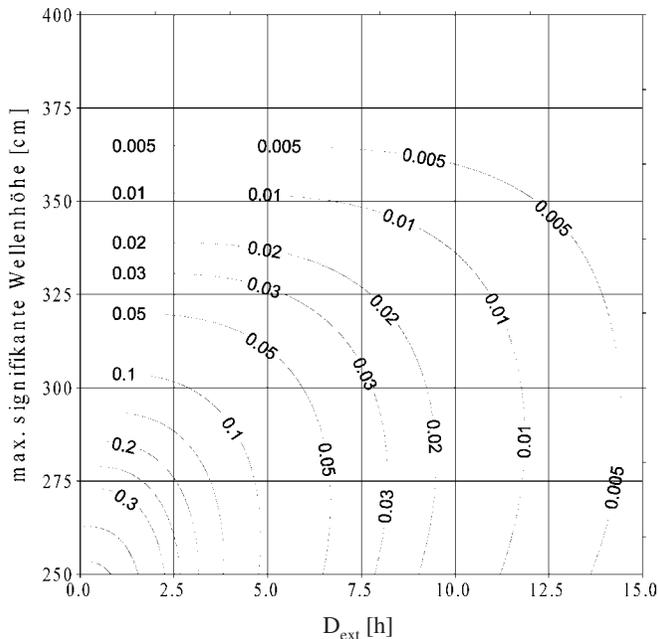


Abb. A 8.8: Gemeinsame Überschreitungswahrscheinlichkeit der Dauer ( $D_{\text{ext}}$ ) und der maximalen signifikanten Wellenhöhe ( $H_{m0,\text{max}}$ ) innerhalb eines Extremereignisses (Daten Heiligenhafen, Ostsee) (Kombinierte univariate Methode, Vergleichswellenhöhe für die Berechnung der Dauer  $H_{m0,\text{vgl}} = 2,46 \hat{=} 1\text{-jährliche Wellenhöhe}$ )

Es ist darauf hinzuweisen, dass bei der Bewertung der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten von Wasserständen und Wellenhöhen gemäß der Fragestellung ein Unterschied besteht zwischen der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Wellenhöhen und zugehöriger Wasserstände und der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Wasserstände und zugehöriger Wellenhöhen.

#### 8.10 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 8

- BLOM, G.: Statistical Estimates and Transformed Beta-Variables. John Wiley & Sons, 1958.
- CARTER, D. J. T. u. CHALLENGER, P. G.: Methods of Fitting the Fisher-Tippett Type 1 Extreme Value Distribution, Ocean Engineering, Vol. 10, pp. 191–199, 1983.
- CUNNANE, C.: Unbiased Plotting Positions – a Review. Journal of Hydrology Vol.37, No.3/4, 1978.
- D'AGOSTINO u. STEVENS: Goodness of Fit Techniques. Statistics: Textbooks and Monographs, Vol. 68, Marcel Dekker, Inc., New York, 1986.
- DVWK: Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK Merkblätter 251/1999, Bonn, 1999.
- FISHER, R. A.: On an Absolute Criterion for Fitting Frequency Curves. Messenger of Mathematics, 41, pp 155–160, 1912.
- FRÖHLE, P.: Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock 2000.
- FRÖHLE, P. u. KOHLHASE, S.: Statistical Assessment of Sea State within Extreme Events. Proc. MEDCOAST 99, Antalya, Turkey 1999.
- GODA, J.: On the Methodology of Selecting Design Wave Height. Proc. 21<sup>st</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering, Costa del Sol, 1988.
- GUMBEL, E. J.: Statistics of Extremes. Columbia University Press, New York, 1958.
- GRINGORTON, I. I.: A Plotting Rule for Extreme Probability Paper. Journal of Geophysical Research, Vol. 68, No. 3, 1963.
- HAZEN, A.: Storage to be Provided in Impounding Reservoirs for Municipal Water Supply. Trans. Am. Soc. Civil Engineers, Paper 1308/77, 1914.
- ISAACSON DE, M. St. Q. u. MACKENZIE, N. G.: Long-Term Distribution of Ocean Waves: A Review. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 107, No. WW2 1981.
- JOHANSSON, N. L. u. KOTZ, S.: Continuous Univariate Distributions – 1. John Wiley and Sons, New York, 1970a.
- JOHANSSON, N. L. u. KOTZ, S.: Continuous Univariate Distributions – 2. John Wiley and Sons, New York, 1970b.
- JOHANSSON, N. L. u. KOTZ, S.: Distributions in Statistics: Continuous Multivariate Distributions. John Wiley and Sons, New York, 1972.
- JOHANSSON, N. L.; KOTZ, S. u. BALAKRISHNAN, N.: Continuous Univariate Distributions – 1. John Wiley and Sons, New York, 1970a (2. Auflage 1994).
- JOHANSSON, N. L.; KOTZ, S. u. BALAKRISHNAN, N.: Continuous Univariate Distributions – 2. John Wiley and Sons, New York, 1970b (2. Auflage 1995).
- KLUGE, C.: Wahrscheinlichkeitsanalyse von Hochwasserabflüssen. Dresdner Berichte 7, Dresden 1996.
- MATHIESEN, M.; GODA, Y.; HAWKES, P. J.; MANSARD, E.; MARTIN, M. J.; PELTIER, E.; THOMPSON, E. F. u. VAN VLEDDER, G.: Recommended Practice for Extreme Wave Analysis. Journal of Hydraulic Research, Vol. 32 1994.
- MISES, R. v.: Wahrscheinlichkeit, Statistik und Wahrheit. Springer Verlag, Berlin, 1936.
- PLATE, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- ROJAS, R.: Theorie der neuronalen Netze. Springer, Heidelberg, 1993.
- RÖSKE, F.: Sea Level Forecasts Using Neural Networks. In: Deutsche Hydrographische Zeitschrift – German Journal of Hydrography, Vol. 49, No. 1, Hamburg 1997.

- SACHS, L.: Angewandte Statistik. Springer Verlag, Berlin, 1984.
- SACKL, B.: Ermittlung von Hochwasser-Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten. Institut für Hydromechanik, Hydraulik und Hydrologie der Technischen Universität Graz, 1987.
- VLEDDER, VAN, G.; YOSHIMI; GODA, Y.; HAWKES, P.; MANSARD, E.; MARTIN, M. J.; MATHIESEN, M.; PELTIER, E. u. THOMPSON, E.: Case Studies of Extreme Wave Analysis: a Comparative Analysis. Proceedings of the Second International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis, July 25–28, 1993, New Orleans, Louisiana 1993.
- WANG, S. u. LE MEHAUTE, B.: Duration of Measurements and Long-Term Wave Statistics. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 109, No. 2, May 1983.
- WITZKE, U.: Dem Zufall eine Chance. c't Heft 7, Verlag Heinz Heise, Hannover, 1991.
- WMO: World Meteorological Organisation „Guide to Wave Analysis and Forecasting“. WMO No. 702, Wave Climate Statistics, Genf, 1988.