Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981

Zusammenfassung

Der „Ausschuß Küstenschutzwerke" hat auf der Grundlage des heutigen Standes von wissenschaftlichen Erkenntnissen und praktischen Erfahrungen Empfehlungen (EAK 1981) für den Entwurf und die Ausführung von Küstenschutzwerken erarbeitet. Die Empfehlungen behandeln die Probleme der Belastung und Bemessung, des Bodens und Baugrundes sowie der Baustoffe von Schutzwerken. Weiterhin enthalten sie für den Küstenschutz die Verfahren und Ausführungen von Strandauffüllungen sowie den Entwurf und Bau von Deckwerken und anderen Längswerken wie auch von Buhnen für die Stranderhaltung.

Die Empfehlungen 1981 dienen der Information der Fachwelt. Ihre Veröffentlichung wird die Diskussion ermöglichen und Ergänzungs- und Änderungsvorschläge bringen, die bei einer Überarbeitung der Empfehlungen berücksichtigt werden können.

Summary

The "Commitee for Coastal Protection Works" (Ausschuß Küstenschutzwerke) has compiled recommendations (EAK 1981) for the construction of coastal protection works, basing on the present scientific knowledge and practical experience. The recommendations include the description of the acting forces and the design of protection works as well as the connected soil mechanics and building material problems. Furthermore the recommendations deal with the methods and execution of artificial beach fills and the construction of embankments, seawalls etc. and groynes with their function in coastal protection.

The object of the recommendations 1981 is the information of the coastal engineers, who should be enabled by the publication to propose alterations and completions to consider them in a later revision of the recommendations.

Vorwort

Im deutschen Küsteningenieurwesen wurde seit langem eine geschlossene Darstellung und Veröffentlichung der Grundsätze für die Gestaltung von Bauwerken des Küstenschutzes vermißt. Zahlreiche Aufsätze in verschiedenen Fachzeitschriften geben zwar Zeugnis von den vielseitigen Problemen des Küstenschutzes und den Schwierigkeiten, technisch und wirtschaftlich geeignete Lösungen zu finden; sie enthalten aber auch manchmal widersprüchliche Auffassungen.

Aufgrund von Anregungen der im Küsteningenieurwesen tätigen Verwaltungen des Bundes und der Länder sowie von Hochschulen und Bauunternehmen wurde im Jahre 1972 der „Ausschuß Küstenschutzwerke" als gemeinsame Einrichtung der **Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.** (als Arbeitskreis 15 geführt) und der **Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V.** berufen. Dem Ausschuß wurde die Aufgabe gestellt, Empfehlungen für Bauwerke des Küstenschutzes an der Nord- und Ostsee zu erarbeiten, die eine Hilfe für die funktionelle und konstruktive Planung sowie wirtschaftliche Bauausführung nach dem neuesten Stand der Technik geben sollen. In die Bearbeitung der Empfehlungen konnte dabei die Studie der „Arbeitsgruppe Schutzwerke an sandigen Küsten" des früheren Küstenausschusses Nord- und Ostsee einbezogen werden, die sich in den Jahren 1968 bis 1975 mit der

Bestandsaufnahme und kritischen Wertung der Schutzwerke an der Nord- und Ostseeküste befaßt hat. Die Studie ist nach den Empfehlungen gleichfalls in diesem Heft enthalten.

Zu unterscheiden war zwischen Empfehlungen für zwei Sachbereiche:

a) Erhaltung der Sandstrände auf den Düneninseln sowie einzelner Uferstrecken des Festlandes durch Deckwerke und Buhnen oder durch künstliche Strandauffüllung
b) Schutz des Festlandes und der Marscheninseln durch Deiche, Deckwerke, Buhnen, Landgewinnungswerke und andere Hochwasserschutzanlagen

In den nunmehr veröffentlichten Empfehlungen A bis F wird der Sachbereich a) „Erhaltung von Sandstränden" behandelt, auch wenn sich einzelne Überschneidungen zum Sachbereich b) „Festlandsschutz" ergeben. Hier ist darauf hinzuweisen, daß der Sachbereich b) in dem Handbuch von Brösskamp et al. (1976) „Seedeichbau – Theorie und Praxis", an dem mehrere Mitglieder des Ausschusses mitgearbeitet haben, veröffentlicht worden ist.

Die nachstehenden Empfehlungen zum Sachbereich a) sind wie folgt gegliedert:

Empfehlungen A: Äußere Belastung als Grundlage für die Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken
Empfehlungen B: Boden und Baugrund für Küstenschutzwerke
Empfehlungen C: Baustoffe für Küstenschutzwerke
Empfehlungen D: Strandauffüllungen als Küstenschutz
Empfehlungen E: Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz
Empfehlungen F: Buhnen als Küstenschutz

Die Mitglieder des „Ausschusses Küstenschutzwerke" wurden nach dem Grundsatz berufen, Vertreter der Wasserbaubehörden, der Hochschulen und der Bauunternehmen zusammenzuführen, um sowohl die funktionelle als auch die konstruktive Gestaltung der Küstenschutzwerke nach dem heutigen Kenntnisstand zu behandeln. Dem Ausschuß gehören als Mitglieder an:

Kramer, J., Ltd. Baudir., Aurich (Vorsitzender)
Andresen, F. H., Ldt. Reg.-Baudir., Husum
Bayer, E., Dr.-Ing., Frankfurt
Brösskamp, K. H., Obering., Hamburg
Dette, H. H., Dr.-Ing., Braunschweig
Erchinger, H. F., Baudir., Norden
Franke, E., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt
Führböter, A., Prof. Dr.-Ing., Braunschweig
Göhren, H., Dr.-Ing., Erst. Baudir., Hamburg
Kohlhase, S., Dr.-Ing., Hannover
Lamprecht, H.-O., Dr.-Ing., Köln
Luck, G., Dr.-Ing., Norderney
Partenscky, H. W., Prof. Dr.-Ing. Dr. phys., Hannover
Schönian, E., Dr.-Ing., Hamburg
Schwitters, J., Ltd. Baudir., Aurich
Stöver, H. P., Direktor, Dipl.-Ing., Hamburg
Zitscher, F.-F., Min.-Dirigent, Prof. Dr.-Ing., Kiel

Im Jahre 1976 verstarb das Ausschußmitglied Baudirektor Cordes, das durch rege Mitarbeit und seine vielseitigen Erfahrungen die Arbeit des Ausschusses befruchtete.

Seit 1972 trat der Ausschuß in 19 Sitzungen an verschiedenen Orten des deutschen Küstengebietes zusammen. Neben der Beratung der Texte der Empfehlungen wurden zahlreiche Bauvorhaben des Küstenschutzes besichtigt, um den jeweiligen Erfahrungsstand in die

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Arbeit einbeziehen zu können. Neben den Sitzungen des gesamten Ausschusses fand eine Vielzahl von Sitzungen in Untergruppen statt, die Textentwürfe für die einzelnen Empfehlungen aufstellten. Hier hatten die Federführung für die

Empfehlungen A: Dr.-Ing. DETTE, Dr.-Ing. KOHLHASE
Empfehlungen B: Prof. Dr.-Ing. FRANKE
Empfehlungen C: Dr.-Ing. LAMPRECHT
Empfehlungen D: Erster Baudirektor Dr.-Ing. GÖHREN
Empfehlungen E: Baudirektor ERCHINGER
Empfehlungen F: Direktor Dipl.-Ing. STÖVER

In den Untergruppen waren die Mitglieder des Ausschusses unter Verwertung ihrer speziellen Kenntnisse und Erfahrungen tätig. Daneben konnten für den Entwurf des Abschnittes A 2: „Tiden und Sturmfluten" Dr.-Ing. W. SIEFERT, Cuxhaven, und für den Abschnitt A 5: „Eisgang" Dr.-Ing. J. SCHWARZ, Hamburg, gewonnen werden, denen für die Mitarbeit gedankt sei.

Die Empfehlungen A bis F geben den gegenwärtigen Wissens- und Erfahrungsstand im Küsteningenieurwesen wieder. Eingegangen wird – soweit geboten – auf das funktionelle Verhalten der verschiedenen Küstenschutzwerke. Dabei sind Wiederholungen im Text absichtlich, um jede der Empfehlungen A bis F in sich lesbar zu machen. Einzelfragen, wie zum Beispiel die Gestaltung von Filtern, sind jeweils in dem Abschnitt behandelt worden, für den sie die größte Bedeutung haben.

Konstruktiv können die Schutzwerke nur im begrenzten Umfange gegen äußere Belastungen durch Naturkräfte bemessen werden. Umfangreiche Untersuchungen im Küsteningenieurwesen sind noch erforderlich, um die Grundlagen der Bemessung von Bauwerken weiter zu entwickeln. Die Empfehlungen müssen daher als erster noch nicht vollkommener Entwurf angesehen werden, der in Zukunft unter Verwendung neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse und praktischer Erfahrungen weiter ergänzt und systematisiert werden muß.

Neben der Information der Fachwelt soll durch die Veröffentlichung der Empfehlungen deren Diskussion ermöglicht werden. Dem „Ausschuß Küstenschutzwerke" sind Ergänzungs- und Änderungsvorschläge erwünscht, um diese bei einer geplanten späteren Überarbeitung des Werkes berücksichtigen zu können.

Der Ausschuß hat die Empfehlungen in der Hoffnung erarbeitet, daß sie den Wasserbaubehörden von Bund und Küstenländern zur Planung und Ausführung von Küstenschutzwerken nützlich sind. Er dankt Fachkollegen und Baubehörden, die es ihm durch Referate und Besichtigungen ermöglichten, deren Kenntnis- und Erfahrungsstand zu berücksichtigen.

Besonderer Dank des Ausschusses gebührt dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V., die die Veröffentlichung der Empfehlungen ermöglichten, um diese damit ihren Mitgliedern und einem weiten Kreis von Fachleuten aus Wissenschaft und Praxis des Küsteningenieurwesens im In- und Ausland zugänglich zu machen.

Aurich, im April 1981 J. Kramer

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen A:

Äußere Belastung als Grundlage für die Planung und Bemessung von Küstenschutzbauwerken

Inhalt

1. Einführung 6
2. Tiden und Sturmfluten 7
2.1 Allgemeines 7
2.2 Theoretische Grundlagen 8
2.2.1 Astronomische Tide in der Nordsee 8
2.2.2 Sturmflutwasserstände als Windstaueffekt 9
2.3 Bemessungswasserstände für Schutzwerke an der Nordseeküste 10
2.3.1 Vorbemerkung 10
2.3.2 Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste 11
2.3.3 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins 13
2.3.4 Vergleich der Verfahren zur Bestimmung der Bemessungswasserstände an der Nordseeküste 15
2.4 Bemessungswasserstände an der Ostseeküste 16
3. Seegang und Brandung 17
3.1 Allgemeines 17
3.2 Deterministische Wellentheorien 18
3.2.1 Allgemeines 18
3.2.2 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude 20
3.2.3 Theorien endlicher Amplitude 20
3.2.4 Theorien langer Wellen 21
3.3 Wellenverformung im Küstenbereich 21
3.3.1 Allgemeines 21
3.3.2 Refraktion 22
3.3.3 Shoaling 26
3.3.4 Brechen der Wellen 28
3.3.5 Diffraktion 29
3.3.6 Wellenreflexion und Wellentransmission 32
3.3.7 Reibung und Perkolation 34
3.4 Seegangsspektren 34
3.4.1 Allgemeines 34
3.4.2 Definition des Seegangsspektrums 34
3.4.3 Ansätze zur Beschreibung des Seegangsspektrums 35
3.4.4 Spektrale Momente und Formparameter 36
3.5 Auswertung von Wellenaufzeichnungen 37
3.5.1 Verfahren 37
3.5.2 Konventionelle Auswerteverfahren 37
3.5.3 Fourier-Analyse 38
3.6 Statistische Verhältnisse im Seegang 39
3.6.1 Allgemeines 39
3.6.2 Definition charakteristischer Wellenkennwerte 39
3.6.3 Beziehungen zwischen dem Spektrum und charakteristischen Wellenhöhen – RAYLEIGH-Verteilung 40
3.6.4 Statistische Verteilung der Wellenperioden 43
3.6.5 Spektrale Wellenhöhen- und Periodenparameter 43
3.7 Seegangsvorhersage 44
3.7.1 Allgemeines 44
3.7.2 Seegangsvorhersage nach BRETSCHNEIDER 45
3.7.3 JONSWAP-Seegangsvorhersage 49

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.8 Abschätzung von Extremwellen-Langzeitstatistik 50
3.8.1 Allgemeines 50
3.8.2 Extrapolation von Wellenmeßdaten 51
4. Strömungen im küstennahen Raum 53
4.1 Allgemeine Unterscheidung von Strömungen 53
4.2 Orbitalbewegung der Wellen 55
4.2.1 Orbitalbahnen und Orbitalgeschwindigkeiten einer fortschreitenden Welle . . . 55
4.2.2 Strömungsgeschwindigkeiten einer stehenden Welle 56
4.3 Brandungsströmungen 57
4.4 Tideströmungen 57
4.5 Winddriftströmungen 59
5. Eisgang 59
5.1 Vorbemerkungen 59
5.2 Eisbildung und Arten von Eis 59
5.2.1 Allgemeines 59
5.2.2 Bildung von Oberflächeneis 60
5.2.3 Bildung von Salzwasser-Eis (Meer-Eis) 60
5.2.4 Bildung von Süßwasser-Eis 63
5.2.5 Bildung von Schwebeis 63
5.2.6 Bildung von Grundeis 64
5.3 Eisfestigkeiten 64
5.3.1 Allgemeines 64
5.3.2 Druckfestigkeit 65
5.3.3 Zugfestigkeit 66
5.3.4 Biegefestigkeit 67
5.3.5 Scherfestigkeit 69
5.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises 69
5.3.7 Zusammenfassung 70
6. Hinweise zur Bemessung von Küstenschutzwerken 70
6.1 Allgemeines 70
6.2 Wellenwirkungen an Deckwerken und Deichen 70
6.2.1 Brecherformen und Belastungszustände 70
6.2.2 Quasihydrostatische Wellenwirkungen 71
6.2.3 Druckschlagwirkung 72
6.2.4 Wellenauflauf und Wellenüberlauf 76
6.2.5 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperbedeckungen 80
6.3 Belastung von Strand- und Ufermauern 82
6.3.1 Lastfälle 82
6.3.2 Wellenkräfte für ganz oder teilweise reflektierte Wellen 82
6.3.3 Bemessung einer senkrechten Wand gegen brechende Wellen 85
6.3.4 Bemessung einer senkrechten Wand gegen bereits gebrochene Wellen 87
6.3.5 Sonderfälle 89
6.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke 90
6.4.1 Allgemeines 90
6.4.2 Das Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON, SCHAAF . . . 90
6.4.3 Sonderfälle 93
6.5 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck 94
6.5.1 Allgemeines 94
6.5.2 Arten der Eisdruckbelastung 94
6.5.3 Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen 96
6.5.4 Häufigkeiten von Eistagen und Eismächtigkeiten im deutschen Küstengebiet . . 96
7. Schriftenverzeichnis 98

Die Küste, 36 (1981), 1-320

1. Einführung

Die natürlichen 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 unterliegen auch in geschichtlicher Zeit und in der Gegenwart dem ständigen Wandel. Die Einwirkungen der Naturkräfte auf die Küste sind nach langfristigen Vorgängen und kurzzeitigen Ereignissen zu trennen. 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 zwar morphologische Entwicklungen einleiten, die jedoch nur von Bestand sind, wenn ihnen das langfristige natürliche Kräftespiel folgt.

Die langfristigen Vorgänge gestalten die Küstenform. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Küsten, die langfristig der Erosion, also dem Abbruch, unterliegen und solchen, die langfristig durch Sedimentation, also durch Anlandung, bestimmt werden. Daneben bestehen Küsten in einem dynamischen Gleichgewicht, das dadurch gekennzeichnet ist, daß die Uferlinie um eine mittlere Lage pendelt. An natürlichen Flachküsten, die aus Meeresablagerungen aufgebaut sind, ist meistens ein labiles Gleichgewicht mit Wechsel von Zeiten der Anlandung und des Abbruches anzutreffen.

Die seit jeher zum Schutz der Küsten errichteten Bauwerke sind den Naturkräften und daraus resultierenden äußeren Belastungen ausgesetzt:

1. Tiden und Sturmfluten
2. Seegang und Brandung
3. Strömungen infolge Tiden und/oder Wellen
4. Eisgang, Treibgut und ähnliches

Die Überlagerung von mehreren dieser Einzelwirkungen führt im ungünstigen Falle zu den sehr schweren Sturmfluten an der Nord- oder Ostseeküste mit oft in der Vergangenheit katastrophalen Auswirkungen.

Mit dem Küstenschutz, vor allem dem Deichbau an der Festlandsküste, wurde vor etwa einem Jahrtausend begonnen. Wie aber bereits im Vorwort zu den Empfehlungen erläutert, ist der Sachbereich „Deichschutz" in dem Handbuch „Seedeichbau – Theorie und Praxis" veröffentlicht worden. Hier wird dagegen der Sachbereich „Erhaltung von Sandstränden" behandelt, wenn auch die Grundlagen der Beanspruchung und Bemessung von Seebauwerken, wie auch mancher konstruktiver Einzelheiten, durchaus übertragen werden können.

In das natürliche Geschehen an sandigen Küsten hat der Mensch besonders seit Mitte des vorigen Jahrhunderts mit Schutzbauten eingegriffen, um Siedlungen, Industrie- und Hafenanlagen und ähnliches dem Zugriff der Wasserkräfte zu entziehen. Dabei sollen die Bauwerke sowohl funktionell zur Beeinflussung der Naturvorgänge dienen, wie auch konstruktiv den äußeren Belastungen durch die Wasserkräfte standhalten.

Der nachfolgende Text, in dem die Problematik der hydrodynamischen Belastungen von Küstenschutzbauwerken dargelegt wird, läßt erkennen, daß das Wissen über die physikalischen Grundlagen von Tiden, Strömungen, Seegang, Eisgang und sonstigen Kräften wächst, aber noch zahlreiche offene Fragen der Lösung bedürfen. Es wird darauf verzichtet, die Thematik umfassend darzustellen, wie auch von theoretischen Ableitungen und einer vollständigen Übersicht über das umfangreiche Schrifttum abgesehen wird.

Bisher ist es nur mit Einschränkungen möglich, Schutzwerke aufgrund der äußeren Beanspruchungen zu bemessen. Daher sind Erfahrungen, die an früher erstellten Schutzwerken gewonnen wurden, noch heute eine wichtige Grundlage für die Planung und den Bau neuer Deckwerke, Buhnen und sonstiger Anlagen des Küstenschutzes.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2. Tiden und Sturmfluten

2.1 Allgemeines

Die wechselnden Wasserstände und die damit verbundenen Strömungen bilden neben den Seegangskräften die Hauptbelastungen der Küsten und der Küstenschutzwerke. Außer den Tiden und Sturmfluten zählen dazu auch säkulare Änderungen des Meeresspiegels, die erst in den letzten hundert Jahren durch Pegelbeobachtungen festgestellt wurden und zu dem Ergebnis führten, daß in diesem Zeitraum für die deutsche Nordseeküste mit einem Anstieg der Wasserstände von 20 bis 30 cm je Jahrhundert gerechnet werden muß.

Eine höhere Bedeutung ist jedoch den Gezeiten beizumessen, wobei es sich um astronomische, durch die Bewegungen der Himmelskörper bedingte Wasserspiegeländerungen handelt. Dabei spielen die Mondgezeit mit 12 h 25 min 53 sec, das heißt täglichen Tidehoch- und Tideniedrigwassern, sowie die Sonnengezeit mit rund 28 Tagen die bedeutendste Rolle. Letztere verstärkt zur Voll- und Neumondzeit die Mondgezeit (Springtide), während sie zu den Halbmondphasen schwächend auf die Mondgezeitenhübe (Nipptide) wirkt. Die Tidebewegung in der Nordsee und den Mündungsgebieten der Ströme und Flüsse bewirkt an der offenen Küste periodische Wasserstandsschwankungen von im Mittel 2,5 m. Sie erhöhen sich in den Buchten (zum Beispiel Jadebusen) und Strömen infolge größerer Stau- und Reflexionserscheinungen auf etwa 3,5 bis 4,0 m. Das Tidehochwasser (Thw) erreicht Höhen von etwa NN + 0,7 m bis NN + 2,5 m, und das Tideniedrigwasser (Tnw) fällt bis etwa NN − 1,0 m bis NN − 2,0 m ab. Aus der Analyse langjähriger Beobachtungen wurde die Berechnung der Gezeiten, die für jeden bedeutenden Küstenpegel die astronomischen Tidewerte liefert, ermöglicht. Für die deutsche Nordseeküste werden diese Werte seit Jahrzehnten vom Deutschen Hydrographischen Institut in Hamburg herausgegeben.

Das höchstmögliche astronomische Springtidehochwasser (HSpThw), das in einem Planungsgebiet auftreten und den Gezeitentafeln für einen benachbarten Pegel entnommen werden kann, ist für die Festlegung eines Bemessungswasserstandes von Küstenschutzbauten (s. 2.3) wichtig. Im Hinblick auf die Höhenlage einer Bauwerksgründung oder einer Fußsicherung ist auch die Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) von Bedeutung. Diese täglich zweimal auftretenden Hochwasser sind ausschlaggebend für die morphologischen Veränderungen (z. B. Erosionen) unmittelbar am Fuß von Bauwerken. Infolge von morphologischen Veränderungen, Fahrwasservertiefungen oder anderen Eingriffen in Tideströmen sind Änderungen der astronomischen Tidebewegung möglich.

Sturmfluten können Wasserstände erzeugen, die an der Nordsee schon mehr als 4,0 m höher als die astronomisch berechneten Tidewasserstände auftraten. Aber auch an der Ostsee wurden bei der Katastrophensturmflut von 1872 Wasserstände von mehr als 3,0 m über dem normalen Stand gemessen.

Durch hydronumerische Verfahren ist es heute möglich, bei bekanntem Windfeld die räumliche und zeitliche Entwicklung einer Sturmflut zu berechnen oder nachzuvollziehen. Daß diese hydronumerischen Verfahren noch nicht in Form einer Prozeßrechnung für die Sturmflutvoraussage verwendet werden können, liegt daran, daß zur Zeit weder die Entwicklung der Windstärken noch die Zugbahn eines Sturmtiefes exakt vorausberechnet werden können. Die Voraussage ist daher nach wie vor auf statistisch-empirische Verfahren angewiesen, da jedes Sturm- oder Orkantief seine individuelle Charakteristik und Entwicklungsgeschichte hat.

Die Frage, welche höchsten Sturmflutwasserstände auftreten können, ist für den Küstenschutz von größter Bedeutung, da davon sowohl die Höhen von Küstenschutzbauten als auch

die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen im Tidebereich einschließlich der Seehäfen entscheidend abhängen. Hierzu gibt es zur Zeit noch keine exakte Antwort; das Problem kann auch in naher Zukunft nicht gelöst werden. Die Ursache dafür ist, daß die sturmfluterzeugenden Parameter im wörtlichsten Sinne unberechenbar sind. Bisher kann zum Beispiel die Meteorologie keine Zahlenangaben darüber liefern, welche höchsten Windgeschwindigkeiten mit welcher Dauer in den verschiedenen Meeresgebieten auftreten können.

Aus der Theorie der Zufallsprozesse, besonders aus der Extremwertstatistik, können zwar gewisse Rückschlüsse über die Wahrscheinlichkeit eines extrem starken Sturmtiefes und des damit durch Rechnung bestimmbaren Sturmflutwasserstandes gewonnen werden, aber auch hier bleiben große Unsicherheiten, weil großräumige und verläßliche Windmessungen und Wasserstandsaufzeichnungen eben nur seit relativ kurzer Zeit – wenig mehr als ein halbes beziehungsweise ein Jahrhundert – vorliegen und es daher nicht erwartet werden kann, daß die Natur in dieser Zeit bereits alle Möglichkeiten – Überlagerung aller sturmfluterzeugenden Ursachen – durchgespielt hat.

Zur Extremwertstatistik ist zu bemerken, daß die Ableitung von Wahrscheinlichkeiten aus beobachteten oder gemessenen Häufigkeiten nur dann möglich ist, wenn sich die einzelnen Einflußparameter, die in ihrer Überlagerung das Ereignis ergeben – hier also den Sturmflutwasserstand – zeitlich nicht ändern. Dies muß zumindest für das letzte Vierteljahrhundert mit der kurzen Aufeinanderfolge von Extremereignissen (z. B. Holland-Sturmflut 1953, Februar-Sturmflut 1962, Adolf-Bermpohl-Orkan 1967, Niedersachsen-Orkan 1972, Sturmflutkette 1973, Januar-Sturmfluten 1976) in Zweifel gezogen werden. Ob diese Häufung schwerer Orkane und damit auch extremer Sturmflutereignisse nur eine vorübergehende Schwankung darstellt oder ob, vielleicht sogar durch anthropogene Einflüsse auf die Atmosphäre bedingt, hier ein langzeitiger Trend sichtbar wird, der künftig immer häufiger schwere Sturmfluten befürchten lassen muß, konnte bisher noch nicht eindeutig beantwortet werden.

2.2 Theoretische Grundlagen

2.2.1 Astronomische Tide in der Nordsee

Die Nordsee ist ein Randmeer des Atlantischen Ozeans. Die hier durch die astronomischen Verhältnisse entstehenden Tiden laufen von Norden zwischen Schottland und Norwegen sowie durch die Straße von Dover in die Nordsee ein. In ihr werden diese Wellen umgeformt, und zwar durch die Beckenform und die Tiefenverhältnisse sowie durch die Coriolisbeschleunigung.

Die theoretische Behandlung dieser Vorgänge erläutert die Bildung von sogenannten Kelvinwellen sowie von Amphidromien. Diese Tiden setzen sich entsprechend der unterschiedlichen Wirkung der einzelnen Gestirne auf die Bewegung des Wassers auf der Erde aus mehreren Partialtiden zusammen. Die wichtigsten davon sind:

1. halbmonatliche Ungleichheit (Spring- und Nippzeiten) mit einer Periode von 14,77 Tagen
2. monatliche Ungleichheit mit einer Periode von 27,55 Tagen
3. Deklinationsungleichheit mit einer Periode von 13,66 Tagen
4. tägliche Ungleichheit mit einer Periode von 27,32 Tagen
5. Saros-Zyklus mit einer Periode von 18 Jahren und 11 Tagen

Als lineare Gleichung ohne Berücksichtigung der Reibung ergibt sich aus den Grundgleichungen eine harmonische Lösung für den momentanen Wasserstand zu

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$\eta = a \cdot \cos(\sigma t - kx)$$

mit a = Tidehub
σ = Tidefrequenz $= \frac{2\pi}{T}$
T = Tideperiode
k = Wellenzahl $= \frac{2\pi}{L}$
L = Tidewellenlänge
x = Längenkoordinate

Die reibungsfreie Fortschrittsgeschwindigkeit ist dann

$$c = \frac{\sigma}{k} = \sqrt{g \cdot d}$$

mit g = Erdbeschleunigung
d = Wassertiefe

Die Lösungen für eine Ozeantide, die in einen Kanal einläuft, der an einem Ende geschlossen ist, sind

$$\eta = 2a_o \cdot \cos \sigma t \cdot \cos kx$$

Damit wird nach der Kontinuitätsgleichung die mittlere Geschwindigkeit in x-Richtung zu

$$u = \frac{2a_o \cdot c}{d} \cdot \sin \sigma t \cdot \sin kx$$

Es liegt eine ganze Reihe analytischer Verfahren vor, mit denen die Vielfalt der Tideprobleme gelöst werden kann. Dabei besteht zweifellos eine Lücke zwischen den Bemühungen der angewandten Mathematik und der Anwendung in der Praxis des Küsteningenieurwesens. Im Schrifttum wird versucht, diese Lücke zu überbrücken durch

a) eine Klassifizierung, mit deren Hilfe der Ingenieur die beste Methode zur Lösung seiner Probleme finden kann, oder
b) Illustration und Vergleich der Rechenmethoden durch numerische Beispiele.

In diesem Zusammenhang interessiert die Vorausberechnung der astronomischen Tideverhältnisse an der Küste. Zwar können über sogenannte harmonische Verfahren die obengenannten und auch weitere Einflüsse der Gestirne auf das Tidegeschehen berechnet werden; die Einflüsse der Küstenform und insbesondere eines flachen Wattsaumes auf die Tide sind jedoch dermaßen groß, daß für die Küstenorte nur nach einem nicht-harmonischen Verfahren durch Analysen vorher gemessener Wasserstände berechnet wird. Mit anderen Worten ist dies ein empirisches Verfahren, das streng genommen sogar Windanteile enthält und es auch nicht gestattet, die astronomischen von den örtlichen Einflüssen exakt zu trennen.

2.2.2 Sturmflutwasserstände als Windstaueffekt

Die Bemühungen vieler Autoren richteten sich darauf, die Veränderungen der Tidewasserstände in Zusammenhang mit den Luftdruck- und Windverhältnissen zu bringen. Dabei zeigte sich jedoch sehr bald, daß der Luftdruckeffekt erheblich kleiner als der Windeffekt ist. Vor etwa 25 Jahren wurden vom Deutschen Hydrographischen Institut Untersuchungen über den Windeinfluß begonnen. Sie gehen davon aus, daß der Windeffekt an der deutschen Küste vor allem von dem Windfeld über der Deutschen Bucht hervorgerufen wird. Die Verzögerung zwischen Wind- und Wasserstandsänderungen liegt hier bei etwa 3 Stunden.

Das Sturmflutgeschehen in einem begrenzten Gebiet kann als Ergebnis des Zusammen-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

wirkens verschiedener Rand- und Eigenwerte eines Systems betrachtet werden. Randwerte treten am oberen und unteren Rand des begrenzten Bereiches auf. Sie werden durch Kräfte und Vorgänge außerhalb des Gebietes gesteuert. Von entscheidender Bedeutung ist dabei der Windeffekt.

Der Windeffekt, der sich an einem Küstenort bemerkbar macht, wird allgemein als Windstau bezeichnet. Die sogenannte Windstaukurve ist die Differenzkurve zwischen der eingetretenen und der vorausberechneten astronomischen oder der für dieselbe Zeit gebildeten mittleren Tide. Neben dem eigentlichen Windstau enthalten die Windstaukurven noch Anteile aus Böigkeit des Windes, Wirkung des Luftdrucks, Luftdruckschwankungen, Wasser- und Lufttemperaturen, Eigenschwingung des Meeres in Querrichtung, Fernwellen („external surges"), Trogschwallerhöhungen sowie „return surges" durch plötzliches Abflauen des Windes.

Eine Windstaukurve unterliegt ebenso wie eine Tidekurve von Ort zu Ort gewissen Veränderungen. Da das Zusammenwirken beider Erscheinungen als dynamisches Problem zu behandeln ist, muß der Windstau als ein der Tide entsprechendes Phänomen gedeutet werden.

Die wichtigsten Einflußfaktoren auf den Sturmflutwasserstand in der Nordsee sind:

a) Randwerte von See: Tide (astronomisch), Windstau, Fernwellen und säkularer Meeresspiegelanstieg
b) Randwert von Land: Oberwasserabfluß (in Tideästuarien)

Die Einflüsse der genannten Faktoren auf den Ablauf einer Sturmflut sind unterschiedlich groß. Sie werden nachfolgend erläutert:

W i n d s t a u : Die ungestörte Tide wird bei entsprechendem Wind vom Windstau überlagert. Bedeutungsvoll ist nicht allein die Höhe des Windstaus, sondern auch die Eintrittszeit seines Maximums. Windstau um die Zeit der vorausberechneten Tideniedrigwasser-(Tnw-)Zeit führt zum Beispiel zu einem geringeren Wasserstand (HThw) über mittlerem Tidehochwasser (MThw), als wenn dieser Windstau zur vorausberechneten Thw-Zeit eintritt. Da bei gleicher Windgeschwindigkeit der Windstau mit abnehmender Wassertiefe erheblich zunimmt, sind Küsten von Flachmeeren wie die Nordsee und Teile der Ostsee weitaus mehr durch Sturmfluten gefährdet als Küsten an tiefen Ozeanen.

F e r n w e l l e n : Sie entstehen im nördlichen Atlantik durch Luftdruckunterschiede und laufen dann als Einzelwellen oder in Gruppen von wenigen Wellen in die Nordsee ein. Fernwellen bis rund 1,0 m Höhe wurden gemessen.

S ä k u l a r e r M e e r e s s p i e g e l a n s t i e g : Die Höhe des Meeresspiegels gegenüber dem Land hat in den letzten Jahrhunderten bei Cuxhaven um jeweils rund 25 cm zugenommen.

O b e r w a s s e r a b f l u ß : Der Oberwasserabfluß in den Tideströmen beeinflußt ebenfalls die Sturmflutwasserstände, vornehmlich in deren oberem Tidebereich, da hier die Oberwassermengen relativ groß im Verhältnis zu den Tidewassermengen sind.

2.3 Bemessungswasserstände für Schutzwerke an der Nordseeküste

2.3.1 Vorbemerkung

Für Seedeiche, Inselschutzwerke usw. wurde nach 1953 zunächst der „maßgebende Sturmflutwasserstand" ermittelt, für den späterhin die treffendere Bezeichnung „Bemessungswasserstand" gewählt wurde. Er ist als Höchstwasserstand festgelegt, der aus Erfahrungen

Die Küste, 36 (1981), 1-320

und statistischen Überlegungen als der Wasserstand anzusehen ist, der sich bei der Überlagerung ungünstigster Einflüsse ergeben kann. Diese Bemessungswasserstände sind Ruhewasserstände ohne Wellenbewegung, die als Scheitelwasserstand einer Bemessungssturmflut (höchste denkbare Sturmflut) anzusehen sind.

Für den Pegel Cuxhaven gilt zum Beispiel seit 1965 ein Bemessungswasserstand von NN + 546 cm. In der Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 erreichte das HThw NN + 495 cm, und in der Sturmflut vom 3. 1. 1976 wurde der höchste bislang registrierte Wasserstand von NN + 510 cm aufgezeichnet. Somit blieb das HHThw noch 0,36 m unter dem oben angegebenen Bemessungswasserstand.

2.3.2 Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste

Unter dem Eindruck der Katastrophenflut im Jahre 1953 in den Niederlanden wurden bereits 1954 für die Küste des Landes Niedersachsen neue Bemessungswasserstände festgelegt. Sie wurden für Niedersachsen nach dem sogenannten Einzelwertverfahren (auch Überlagerungsverfahren oder a-b-c-d-Verfahren genannt) aus folgenden Einzelwerten gewonnen (Abb. 1):

Wert a: Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN.

Wert b: Höhenunterschied zwischen dem höchsten Springtidehochwasser (HSpThw) und dem MThw. Dieser Wert soll die Möglichkeit des zeitlichen Zusammentreffens einer sehr schweren Sturmflut (Orkanflut) mit dem astronomisch bedingten höchsten Springtidehochwasser während der Wintermonate berücksichtigen.

Wert c: Der maximale Gesamtstau ist der Höhenunterschied zwischen dem höchsten eingetretenen Tidehochwasser (HHThw) und dem MThw. Dieses Maß, das die höchste durch meteorologische Ursachen bedingte Lage des Wasserspiegels über MThw angibt, soll den Windstau, wie er bei einer sehr schweren Sturmflut auch künftig zu erwarten ist, berücksichtigen.

Wert d: Der Sicherheitszuschlag berücksichtigt das säkulare Steigen des Meeresspiegels, das mit 25 cm/100 Jahren anzusehen ist. Der Sicherheitszuschlag kann auch größer gewählt werden, wenn besondere örtliche Gegebenheiten dies erfordern (tiefe Lage des Hinterlandes und ähnliches).

Das Verfahren wurde 1963 in das Niedersächsische Deichgesetz aufgenommen. Außerdem wurde nach 1962 im ostfriesischen Küstenbereich mit einem „Vergleichs-Verfahren" gearbeitet.

Es geht aus vom

HHThw 1962
\+ max. 1962 beobachteter Wellenauflauf
\+ Sicherheitszuschlag (40 bis 50 cm)

= Sollhöhe des Deiches oder anderer Küstenschutzwerke

Der Sicherheitszuschlag ermöglicht es, örtliche Sicherheitsbedürfnisse zu berücksichtigen, und schließt gleichzeitig den säkularen Anstieg des Meeresspiegels ein. Die Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke" des Küstenausschusses Nord- und Ostsee empfahl 1962, den Bemessungswasserstand für Küstenschutzwerke nach demjenigen der beiden Verfahren festzulegen, das die höheren Werte ergibt.

Inzwischen sind Änderungsvorschläge für die Anwendung der beiden in Niedersachsen

angewandten Verfahren gemacht worden. Danach ist das „Einzelwertverfahren" die Grundlage für die Bestimmung der Bemessungswasserstände. Das Vergleichsverfahren ist nur als „Vergleichstest" (Abb. 1) heranzuziehen. Unter Berücksichtigung der Wasserstände der sehr

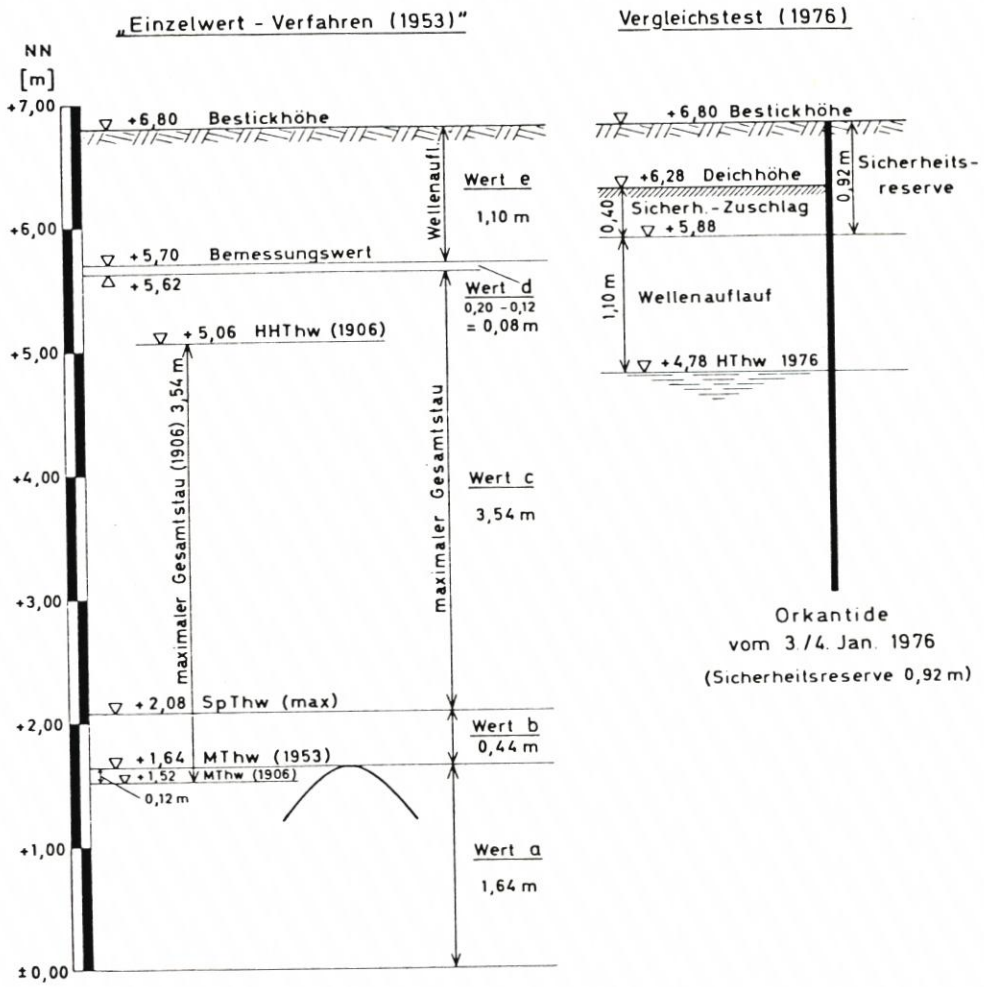


Abb. 1: Bemessungsverfahren – Berechnungsmuster für das Einzelwert-Verfahren (1953) und für den „Vergleichstest (1976)" am Beispiel Pegel Wilhelmshaven (nach LÜDERS, 1978)

schweren Sturmfluten vom Januar 1976 sind die Bemessungswasserstände und die Sollhöhen der Seedeiche und Inselschutzwerke erneut überprüft worden (Die Küste, H. 33, 1979. Erfahrungen und Folgerungen aus den Januarsturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen). Einige Bemessungswasserstände und höchste Sturmflutwasserstände aus der im vorgenannten Bericht enthaltenen Tabelle sind hier wiedergegeben mit dem Ergebnis, daß eine Anzahl von Bemessungswasserständen von 1965 bei der Neufestsetzung von 1977 korrigiert werden mußten (Tab. 1).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 1
Gegenüberstellung von Bemessungswasserständen und eingetretenen Sturmflutwasserständen an der niedersächsischen Nordseeküste (cm NN – 500)

Ort	Bemessungswasserstände 1965	1977	Eingetretene Sturmflutwasserstände HHThw	Jahr
Emden	1082	1068	1018	1906
Borkum	997	959	906	1906
Norddeich	1038	1018	968	1906
Norderney	993	988	930	1906
Wangerooge	997	996	939	1906
Wilhelmshaven	1077	1098	1022	1906
Bremerhaven	1095	1111	1035	1906
Cuxhaven	1044	1062	1010	1976
Otterndorf	1073	1094	1042	1976

2.3.3 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins

Nach schweren Sturmfluten im Jahre 1949 wurde begonnen, die Frage nach der „höchstmöglichen" Sturmflut für die schleswig-holsteinische Westküste zu beantworten. Zunächst wurden die „wahrscheinlichen Höchstwasserstände" ermittelt, indem

- für Husum ein mögliches HHThw von 5,50 m NN nach dem ungünstigsten Verlauf der Windstaukurven vom 3./4. 2. 1825 und vom 10. 2. 1949 wie auch durch Addition des höchsten astronomischen Thw und der höchsten gemessenen Differenz zwischen HHThw und astronomischem Thw abgeschätzt wurde,
- mittlere HThw-Differenzen zu anderen Orten von diesem Wert abgezogen und
- ein Wellenauflauf von 2,0 m bei den Festlands- und von 1,5 m bei den Inseldeichen angesetzt wurde.

Die Arbeitsgruppe „Sturmfluten" des damaligen Küstenausschusses Nord- und Ostsee empfahl diese Art der Festlegung der HHThw, und 1951/52 wurden ähnliche Untersuchungen an der gesamten deutschen Nordseeküste angestellt. Unter dem Eindruck und mit Berücksichtigung der Hollandsturmflut vom 31. 1./1. 2. 1953 entstanden dann neue Bemessungsgrundlagen für die Deiche Schleswig-Holsteins. Die „maßgebende Sturmfluthöhe" wird danach als Summe des maßgebenden Sturmflutwasserstandes und des maßgebenden Wellenauflaufes bezeichnet. Der maßgebende Sturmflutwasserstand wird definiert als derjenige,

- der im Durchschnitt nicht häufiger als einmal im Jahrhundert zu erwarten ist,
- der außerdem die auf die Gegenwart umgerechneten Sturmflutwasserstände vom 3./4. Februar 1825 nicht unterschreitet,
- der außerdem nicht niedriger ist als die Summe des größten beobachteten Windstaus (über Tidehochwasserstand) und des möglichen höchsten Springtidehochwassers und
- der mit Rücksicht auf den voraussichtlich säkularen und raumbedingten Wasserstandsanstieg den genannten Bedingungen bis zum Jahre 2000 entspricht.

Für den Pegel Husum wurde zunächst eine Wasserstandsreihe von 50 Jahren (1901 bis 1950) zugrunde gelegt und eine Extrapolation auf das Doppelte des untersuchten Zeitabschnittes vorgenommen, also auf den sogenannten Jahrhundertwasserstand, der im Mittel bei einer großen Zeitserie einmal im Jahrhundert erreicht oder überschritten wird. Später konnte an Hand von Unterlagen über historische Sturmfluten in Husum gezeigt werden, daß diese

Werte nur wenig von der extrapolierten Wahrscheinlichkeitsgeraden abweichen, die für die Jahresreihe 1901 bis 1950 ermittelt wurde (Abb. 2).

Im „Generalplan Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein" aus dem Jahre 1963 wurden die maßgebenden Sturmflutwasserstände aufgrund des obengenannten Verfahrens für die Westküste Schleswig-Holsteins festgelegt.

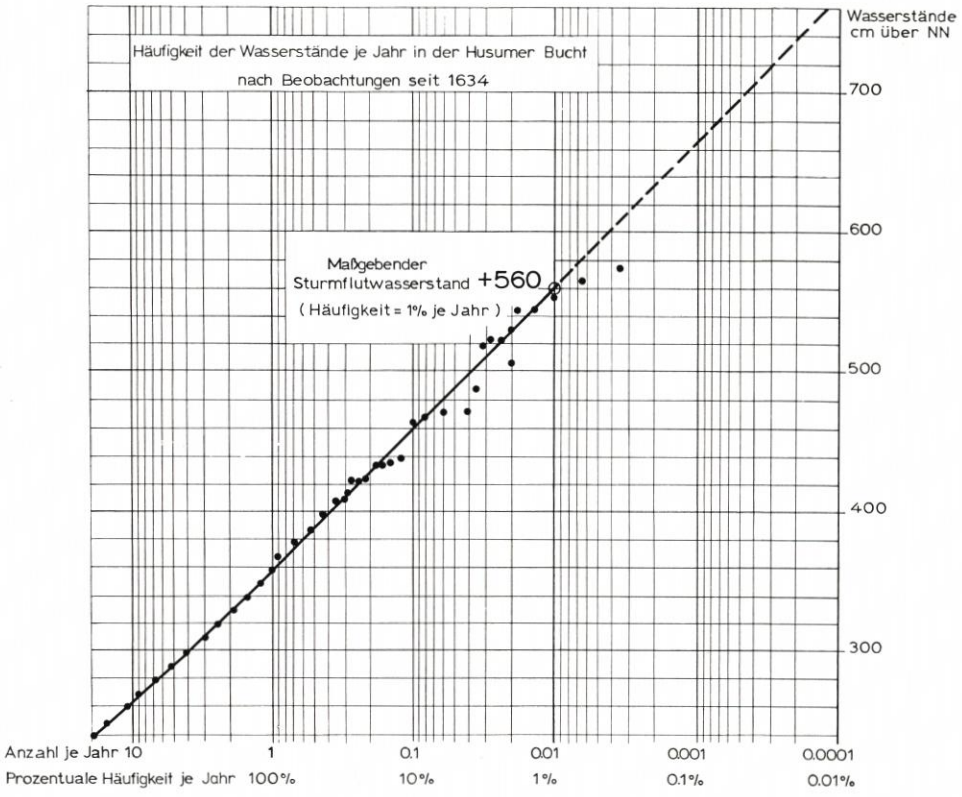


Abb. 2: Überprüfung von extrapolierten Wahrscheinlichkeitsgeraden nach dem WEMELSFELDER Verfahren für Wasserstände in der Husumer Bucht seit 1634 (nach HUNDT, 1963)

Tabelle 2
Gegenüberstellung von Bemessungswasserständen und eingetretenen Sturmflutwasserständen an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste (cm NN – 500)

Ort	Bemessungswasserstände		Eingetretene Sturmflutwasserstände	
	1963	1977	1962	1976
List	930	930	865	895
Husum	1090	1080	1021	1066
Tönning	1060	–	1021	–
Büsum	1030	1030	994	1016
Brunsbüttel	1040	1060	1027	1042
Glückstadt	1060	1115	1060	1083

Die Küste, 36 (1981), 1-320

In Tab. 2 ist für ausgewählte Orte an der schleswig-holsteinischen Küste der maßgebende Sturmflutwasserstand der Jahre 1963 und 1977 zusammen mit den eingetretenen Sturmflutwasserständen in den Jahren 1962 und 1976 gegenübergestellt.

2.3.4 Vergleich der Verfahren zur Bestimmung der Bemessungswasserstände an der Nordseeküste

Es erhebt sich hier die Frage, welches der genannten Verfahren vorzuziehen ist.

Das soll an einem Beispiel veranschaulicht werden. Für den Pegel Cuxhaven hat FÜHRBÖTER für drei ausgewählte extreme 50-Jahresreihen von HThw-Aufzeichnungen, die einheitlich auf das Jahr 1975 beschickt wurden (Berücksichtigung des säkularen Meeresspiegelanstieges), das Häufigkeitsverfahren nach WEMELSFELDER angewandt und den Jahrhundertwasserstand (H_{100}) extrapoliert (Abb. 3). Die Jahresreihe 1813 bis 1976 lieferte ein H_{100} von NN + 5,05 m,

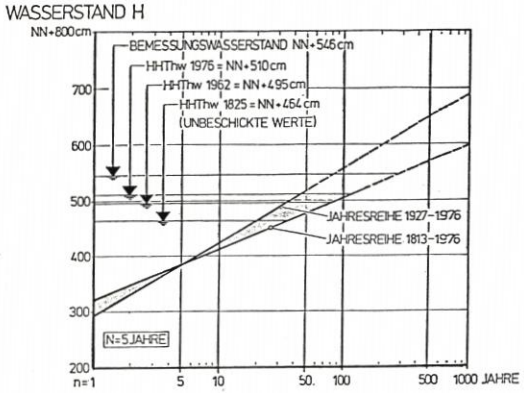


Abb. 3: Jahrhundertwasserstand nach dem WEMELSFELDER Verfahren für zwei Jahresreihen für den Ort Cuxhaven (nach FÜHRBÖTER, 1976a)

die Jahresreihe von 1927 bis 1976 mit der besonderen Wichtung der Sturmflutereignisse nach 1962 ergab ein H_{100} von NN + 5,55 m. Damit wird ausgesagt, daß zum gegenwärtigen Zeitpunkt für den Ort Cuxhaven im Mittel ein H_{100} zwischen NN + 5,0 m und NN + 5,5 m erwartet werden kann, wenn die meteorologischen Parameter die gleichen wie in den Untersuchungszeiträumen bleiben. Der 1965 aufgrund des Einzelwertverfahrens festgelegte Bemessungswasserstand liegt mit NN + 5,46 m an der obersten, ungünstigen Grenze dieses Bereiches und wäre nach der Ausgleichsgeraden für die Jahresreihe 1927 bis 1976 jetzt im Mittel etwa alle 90 Jahre zu erwarten.

Daraus geht hervor, daß das Einzelwertverfahren nahezu invariant gegenüber neuen Sturmflutergebnissen bleibt, zugleich jedoch auch die Empfehlungen des Küstenausschusses Nord- und Ostsee bestätigt werden, daß Bemessungswasserstände nach allen bekannten Verfahren ermittelt und verglichen werden sollten, ehe sie gesetzlich festgelegt werden. Am Beispiel Cuxhaven ergibt sich in Übereinstimmung mit früheren Untersuchungen, daß Unterschiede nur im Dezimeterbereich auftreten; viel gewichtiger sind jedoch die Zuschläge im Meterbereich, die für den Wellenauflauf anzusetzen und von Ort zu Ort verschieden sind.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2.4 Bemessungswasserstände an der Ostseeküste

Am 12./13. 11. 1872 wurde die Ostseeküste von einer sehr schweren Sturmflut mit Wasserständen bis zu NN + 3,37 m heimgesucht. Ursache dafür war die Überlagerung mehrerer ungünstiger meteorologischer Ereignisse. Die Auswirkungen dieser Sturmflut waren verheerend. Der extreme Wasserstand dieser Sturmflut ist seitdem nicht wieder erreicht worden. Eine Katastrophe ähnlichen Ausmaßes kann sich wiederholen, da deren meteorologische Bedingungen keineswegs so ungewöhnlich waren, als daß sie nicht wieder auftreten könnten. Es sind sogar ungünstigere Konstellationen denkbar.

Im Winter 1978/79 traten an der Ostseeküste zwei Sturmfluten auf, die wegen ihrer sehr langen Dauer als extreme Sturmflutereignisse von besonderer Bedeutung sind. Die Länge der Verweilzeiten der Sturmflutwasserstände mit der anhaltenden Wirkung der Wellenenergie haben zu schweren Zerstörungen an den Küstenschutzwerken geführt.

Als schwere Sturmflut an der Ostseeküste gelten bereits alle Ereignisse mit Wasserständen über NN + 2,00 m. Sie traten in den letzten 150 Jahren (d. h. seit Beginn regelmäßiger Wasserstandsbeobachtungen) an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste 10mal auf. Im Mittel ist also alle 15 Jahre einmal ein solches Ereignis eingetreten. Das entspricht etwa der Häufigkeit sehr schwerer Sturmfluten an der Westküste. Hohe Sturmfluten an der Ostküste folgen häufig nach entsprechender Winddrehung schweren Sturmfluten an der Westküste.

Da verläßliche Wasserstandsbeobachtungen erst seit etwa 150 Jahren vorliegen und extreme Sturmfluten relativ selten waren, ist es für die Ostseeküste nicht möglich, einen auf mathematischer Wahrscheinlichkeit basierenden maßgebenden Sturmflutwasserstand zu ermitteln. Als Bemessungsgrundlage für Landesschutzdeiche und andere Küstenschutzwerke wird daher der Wasserstand der Sturmflut vom 12./13. 11. 1872 zugrunde gelegt. Er ist der höchste zuverlässig gemessene Wasserstand. Es gibt keine verläßlichen Hinweise darüber, daß schon früher einmal eine wesentlich stärkere Sturmflut aufgetreten ist. Daher besteht zur Zeit kein Grund, einen noch höheren Wasserstand zur Grundlage von Planungen hinreichend sicherer Küstenschutzbauten zu machen. Auf einen Sicherheitszuschlag wird daher im „Generalplan 1977" verzichtet.

Für die Bemessung der Schutzanlagen an der Ostseeküste ist ferner der säkulare Meeresspiegelanstieg zu berücksichtigen. Er beruht auf der relativen Anhebung des Ostseewasserspiegels gegenüber der Küste und beträgt rund 25 cm pro Jahrhundert.

Für einen Bemessungszeitraum von 100 Jahren werden danach dem Sturmflutwasserstand aus dem Jahre 1872 für das vergangene und für das künftige Jahrhundert insgesamt rund 0,4 m hinzugefügt.

In Tab. 3 sind für einige ausgewählte Orte an der Ostsee die maßgebenden Bemessungswasserstände zusammengestellt.

Tabelle 3
Zusammenstellung von Sturmflutwasserständen und Bemessungswasserständen an der Ostsee

Ort	Sturmflutwasserstand 1872 mNN	Maßgebender Bemessungswasserstand mNN
Flensburg	3,08	3,50
Kiel	2,97	3,40
Fehmarn	–	3,20
Travemünde	3,30	3,70

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3. Seegang und Brandung

3.1 Allgemeines

Küstenschutzbauwerke sind in besonderem Maße dem Wellenangriff ausgesetzt. Vielfach stellt der Seegang die Hauptbelastungsgröße dar, für die ein Bauwerk dimensioniert werden muß. Die schwierige Aufgabe, ein Bauwerk funktionell optimal zu gestalten und wirtschaftlich zu bemessen und zu bauen, setzt daher die Kenntnis des Seegangs in statistischer Hinsicht voraus. Das gilt sowohl für die Anwendung theoretischer Verfahren zur Untersuchung der Wechselwirkung 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. Der Seegang ist als stochastischer Prozeß aufzufassen.

Aus der Hauptgruppe der Wasserwellen im Zusammenhang mit Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstengebiet sind die sogenannten Wind- und Dünungswellen am wichtigsten. Wind- und Dünungswellen bilden den Seegang als eine Überlagerung von einzelnen Wellen unterschiedlicher Höhe, Periode oder Frequenz und Richtung. Die Gesamtheit der Wellen wird durch das Spektrum beschrieben, welches den Energieinhalt im Seegang als Funktion der Frequenz angibt.

Windwellen sind derjenige Anteil der Wellen im Spektrum, der an Ort und Stelle durch den unmittelbaren Einfluß des Windes entstanden ist. Die Perioden der Windwellen liegen zwischen rund 1 bis rund 20 s. Dünungswellen sind Wellen, die außerhalb des Untersuchungsgebietes entstanden sind und sich aus ihrem Entstehungsgebiet fortbewegt haben. Sie haben Perioden von rund 20 bis rund 60 s. Die Wellen im Periodenbereich zwischen den Sturmwellen und den Tiden werden auch als „Range Waves" bezeichnet. Im Zusammenhang mit den langen Wellen sind weiterhin die „Seiches" zu erwähnen, das sind periodische Änderungen des Wasserstandes, die in Seen und Häfen auftreten. Sie sind auf Schwingungen der gesamten Wassermenge mit Perioden von einigen Minuten zurückzuführen.

Für praktische Ingenieuraufgaben, insbesondere für die Anwendung von Bemessungsverfahren, wird in der Regel eine Parametrisierung des Seegangs in dem Sinne vorgenommen, daß aus den gemessenen Zeitreihen des Seegangs charakteristische Wellendaten bestimmt werden, zum Beispiel die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ als arithmetischer Mittelwert der 33 % höchsten Wellen einer Seegangsaufzeichnung mit der zugehörigen Wellenperiode $T_{H\ 1/3}$ oder die mittlere Wellenhöhe H_m. Diese Idealisierung ist unter anderem im Hinblick auf eine mathematische Beschreibung des Seegangs notwendig. In Verbindung mit empirischen Wellenvorhersageverfahren, die für ein vorgegebenes Windfeld die signifikante Wellenhöhe und -periode als Funktion der Windgeschwindigkeit und -dauer sowie der Wassertiefe liefern, läßt sich die örtliche, im Baugebiet auftretende Wellenhöhe vielfach mit ausreichender Genauigkeit unter Hinzuziehen einer geeigneten Wellentheorie bestimmen.

Auf theoretischem Wege läßt sich zum Beispiel die Veränderung der Parameter einer in flaches Wasser einlaufenden Welle nach Richtung und Höhe mit guter Genauigkeit berechnen, zumal moderne Rechenanlagen heute auch die Anwendung höherer Wellentheorien mit einem vertretbaren Aufwand zulassen.

Eine Idealisierung des Seegangs in dem angesprochenen Sinne ist jedoch nicht unproblematisch. Vergleichende Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen und Spektren, insbesondere in hydraulischen Modellversuchen, zeigen, daß die spektralen Eigenschaften des Seegangs vielfach zu wenig beachtet werden. Das gilt insbesondere für Flachwassergebiete, in denen die

örtlichen morphologischen und topografischen Verhältnisse einen großen Einfluß auf die statistische Verteilung der Wellen haben. Für das Brechen der Wellen gibt es bis heute keine befriedigende Theorie.

Auf dem Gebiet der Ozeanographie werden seit einigen Jahren verstärkt Anstrengungen unternommen, die Kenntnisse über die spektralen Eigenschaften des Seegangs besser zu verstehen. Durch Naturmeßprogramme mit großer internationaler Beteiligung sind die energetischen Wellenvorhersageverfahren weiter verbessert worden. Der Anwendung für praktische Aufgaben sind jedoch noch Grenzen gesetzt.

Auch für ingenieurwissenschaftliche Aufgaben werden daher in verstärktem Maße Wellenmeßprogramme direkt für ein Planungsgebiet durchgeführt, da nicht immer Seegangsdaten aus benachbarten Bereichen in ausreichendem Umfange vorhanden sind und es häufig wünschenswert erscheint, die auf Grund von Wellenvorhersagen ermittelten Wellenkennwerte zu überprüfen und gleichzeitig die Vorhersageverfahren zu verbessern. So sind in vielen Ländern umfangreiche Wellenmeßprogramme angelaufen.

Derartige Meßprogramme, die teilweise erst durch die Entwicklung moderner Meß- und Auswertesysteme ermöglicht wurden, zeigen die große Bedeutung des Seegangs für Planungs- und Baumaßnahmen an der Küste. Im folgenden werden daher die Grundlagen der Seegangsanalyse und seegangsspezifische Fragestellungen beim Entwurf und der Bemessung von Küstenschutzbauwerken behandelt. Der Überblick und das angeführte Schrifttum können aber wegen des beschränkten Umfangs nicht vollständig sein. Die Einschaltung eines auf diesem Gebiet erfahrenen Instituts und gegebenenfalls die Durchführung von hydraulischen Modellversuchen wird daher dringend empfohlen.

3.2 Deterministische Wellentheorien

3.2.1 Allgemeines

Wellentheorien sind schon über zwei Jahrhunderte bekannt. Sie gründen auf der Annahme, daß eine einzelne Welle oder eine Folge von gleichförmigen Wellen durch die Wellenhöhe H und die Wellenperiode T (oder die Wellenlänge L) gekennzeichnet sind. Diese Parameter reichen aus, um zu einer bestimmten Wellenform (Sinuswelle, Trochoide oder zusammengesetzte Wellenform) das damit verbundene Strömungsfeld unter der Welle (das Feld der sogenannten Orbitalgeschwindigkeiten) als Belastungsgrößen für Bauwerke in beliebigen Wassertiefen d zu konstruieren.

Es ist die Aufgabe dieser sogenannten „deterministischen Theorien", die Form der freien Oberfläche und das Bewegungsverhalten einer Welle für unterschiedliche Wellenhöhen und -perioden und bei unterschiedlichen Wassertiefen möglichst genau mathematisch zu formulieren. Dabei ist es üblich, zwischen linearen und nichtlinearen Wellentheorien zu unterscheiden, je nachdem bis zu welcher Ordnung konvektive Kräfte berücksichtigt werden. Die Bezeichnungen der wichtigsten Theorien sind in Abb. 4 angegeben, die auch einen Überblick über den Gültigkeitsbereich dieser Theorien vermittelt. Es wird durch die dimensionslosen Parameter $H/g \cdot T^2$ und $d/g \cdot T^2$ charakterisiert, worin g die Erdbeschleunigung ist.

Es ist gebräuchlich (Abb. 4), entsprechend der relativen Wassertiefe d/L wie folgt zu unterteilen:

- Tiefwasser: $d/L \geq 0{,}5$
- Übergangsbereich: $0{,}5 > d/L > 0{,}04$
- Flachwasser: $d/L \leq 0{,}04$

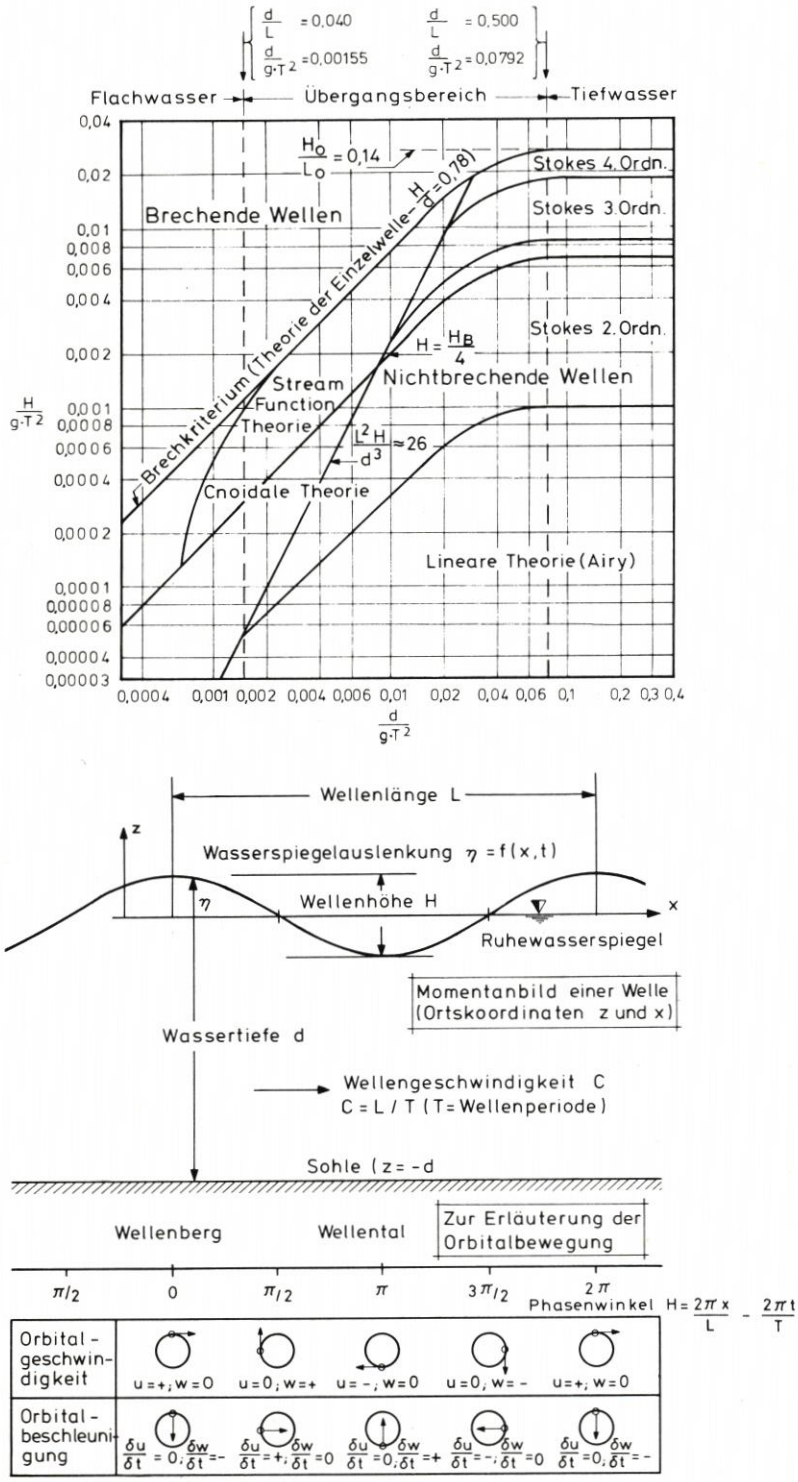


Abb. 4: Gültigkeit verschiedener Wellentheorien (aus CERC 1977) und Erläuterungen der verwendeten Bezeichnungen

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

Die Grenzen der Anwendung verschiedener Theorien sind nicht abschließend erforscht. Im Prinzip kann jedoch gesagt werden, daß die lineare Wellentheorie um so eher berechtigt ist, je kleiner der URSELL-Parameter U_R ist. Mit größerwerdendem U_R müssen nichtlineare Theorien verwendet, das heißt höhere Glieder in der Reihenentwicklung zur Lösung der Potentialfunktion berücksichtigt werden, um die gleiche relative Genauigkeit zu erreichen.

Im folgenden werden die wichtigsten Theorien kurz behandelt.

3.2.2 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude

Viele Vorgänge lassen sich nach der linearen oder AIRY-LAPLACEschen Wellentheorie mit guter Genauigkeit behandeln. Die Theorie, in der alle quadratischen Glieder und die Glieder höherer Ordnung der hydrodynamischen Grundgleichungen vernachlässigt werden, geht von folgenden Voraussetzungen aus (Bezeichnungen s. Abb. 4):

1. sinusförmige Oberfläche, das heißt symmetrisches Wellenprofil,
2. kleine Amplituden, das heißt $H \ll L$, $H \ll d$,
3. ebener Untergrund,
4. ideale Flüssigkeit, das heißt reibungsfrei, inkompressibel, homogen,
5. kein Einfluß der Luftbewegung auf die Wellenbewegung.

Die für praktische Berechnungen wichtigsten Gleichungen sind in Tab. 4 zusammengestellt.

Tabelle 4
Lineare Wellentheorie. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL, 1964)

	Flachwasser $\frac{d}{L} < \frac{1}{25}$	Übergangsbereich $\frac{1}{25} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	Allgemeine Gleichung $\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos\theta$		
2. Wellengeschwindigkeit	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{g \cdot d}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{g}{\sigma} \cdot \tanh(k \cdot d) = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(kd)}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{g}{\sigma}$
3. Wellenlänge	$L = C \cdot T = T \cdot \sqrt{g \cdot d}$	$L = \frac{g}{\sigma} \cdot T \cdot \tanh(k\,d)$	$L = C \cdot T = \frac{g}{\sigma} \cdot T$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \cdot \sigma \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \sigma \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2} \sigma \cdot (1+\frac{z}{d}) \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \cdot \sigma \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \sigma \cdot e^{kz} \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \sigma^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma^2 \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \sigma^2 (1+\frac{z}{d}) \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \cdot \sigma^2 \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \sigma^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

3.2.3 Theorien endlicher Amplitude

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

Die Küste, 36 (1981), 1-320

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. Der mathematische Aufwand nimmt bei den Theorien höherer Ordnung erheblich zu, bereitet jedoch durch die Möglichkeiten, die moderne Großrechenanlagen bieten, im Prinzip keine Schwierigkeiten. Die wichtigsten Gleichungen zur Berechnung der physikalischen Wellenvorgänge nach der Theorie 2. und 3. Ordnung sind in den Tabellen 5 und 6 zusammengestellt worden. Die sogenannte „Cnoidale Wellentheorie" ist ebenfalls zu den Theorien höherer Ordnung zu rechnen. Im Gegensatz zur STOKESschen Reihenentwicklung (in Termen von H/L) wird eine Reihenentwicklung in Termen der relativen Wassertiefe H/d durchgeführt.

Wie die Abb. 4 zeigt, nimmt die Genauigkeit der STOKESschen Wellentheorien ab, je weiter man sich dem Flachwasserbereich nähert; wenn d/L < rund 0,1 wird, beschreibt die cnoidale Wellentheorie die physikalischen Verhältnisse besser. Das Wellenprofil wird durch elliptische Integralfunktionen dargestellt.

Tabelle 5
Theorie 2. Ordnung. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL, 1964)

	allgemeine Gleichung	Tiefwasser d/L > 1/2
1. Profil der freien Oberfläche	$\eta = \frac{H}{2}\cdot\cos\theta + \frac{k}{16}\cdot H^2 \cdot \frac{\cosh(kd)[\,2+\cosh(2kd)]}{\sinh^3(kd)} \cdot \cos(2\theta)$	$\eta = \frac{H}{2}\cdot\cos\theta + \frac{k}{8}H^2\cos(2\theta)$
2. Wellengeschwindigkeit	$C = \frac{g}{\sigma}\cdot\tanh(k\,d) = \sqrt{\frac{g}{k}\cdot\tanh(kd)}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{g}{\sigma}$
3. Wellenlänge	$L = \frac{g}{\sigma}\,T \cdot \tanh(kd)$	$L = \frac{g}{\sigma}\cdot T$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = \frac{H}{2}\sigma\cdot\frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)}\cdot\cos\theta + \frac{3}{16}\,k\cdot\sigma\cdot H^2\cdot\frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)}\cdot\cos(2\theta)$	$u = \frac{H}{2}\,\sigma\cdot e^{kz}\cdot\cos\theta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2}\,\sigma\cdot\frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)}\cdot\sin\theta + \frac{3}{16}\,k\cdot\sigma\cdot H^2\cdot\frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)}\cdot\sin(2\theta)$	$w = \frac{H}{2}\,\sigma\cdot e^{kz}\cdot\sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2}\cdot\sigma^2\cdot\frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)}\cdot\sin\theta + \frac{3}{8}\,k\cdot\sigma^2\cdot H^2\cdot\frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)}\cdot\sin(2\theta)$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2}\,\sigma^2\cdot e^{kz}\cdot\sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2}\cdot\sigma^2\cdot\frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)}\cdot\cos\theta - \frac{3}{8}\,k\cdot\sigma^2\cdot H^2\cdot\frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)}\cdot\cos(2\theta)$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2}\,\sigma^2\cdot e^{kz}\cdot\cos\theta$

3.2.4 Theorien langer Wellen

Theorien langer Wellen werden insbesondere bei Tidevorgängen, das heißt bei Wellen in sehr flachem Wasser, verwendet. Analytische Lösungen sind auf Sonderfälle beschränkt; vielfach werden numerische Verfahren (Computer-Berechnungen) zur näherungsweisen Berechnung der Bewegungsgleichungen angewendet. Für Wind- und Dünungswellen in sehr flachem Wasser gibt die Theorie der Einzelwelle die beste Näherung (Abb. 4); diese Theorie ist wie die AIRY-LAPLACEsche Wellentheorie eine lineare Theorie, jedoch sind auch Einzelwellentheorien höherer Ordnung bekannt.

3.3 Wellenverformung im Küstenbereich

3.3.1 Allgemeines

Im tiefen Wasser bewegen sich die Wasserteilchen in einer Welle auf Kreis- oder Orbitalbahnen. Die Orbitalbewegung nimmt mit der Wassertiefe nach einer Exponentialfunk-

Tabelle 6
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	$C = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \left[1+k^2a^2 \cdot \frac{8+\cosh(4kd)}{8\sinh^4(kd)}\right]} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \left[1+k^2a^2 \cdot \frac{14+4\cosh^2(2kd)}{16\sinh^4(kd)}\right]}$	$C = \sqrt{\frac{g}{k}[1+k^2a^2]}$
3. Wellenlänge	$L = \frac{g}{\sigma} T \cdot \tanh(kd) \left[1+k^2a^2 \cdot \frac{14+4\cosh^2(2kd)}{16\sinh^4(kd)}\right] = C \cdot T$	$L = \frac{g}{\sigma} T[1+k^2a^2]$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = C \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta + \frac{3}{4} k^2a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta) + \frac{3}{64} k^3a^3 \cdot \frac{11-2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \cos(3\theta)\right]$	$u = \sigma a \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = C \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{4} k^2a^2 \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \sin(2\theta) + \frac{3}{64} k^3a^3 \cdot \frac{11-2\cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \sin(3\theta)\right]$	$w = \sigma a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = C \left[k \sigma a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{2} k^2\sigma a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{9}{64} k^3\sigma a^3 \cdot \frac{11-2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sin(3\theta)\right]$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \sigma^2 a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = C \left[-k \sigma a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta - \frac{3}{2} k^2\sigma a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta) - \frac{9}{64} k^3\sigma a^3 \frac{11-2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \sinh[3k(z+d)] \cos(3\theta)\right]$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\sigma^2 a \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

tion ab. Entscheidend für die Geschwindigkeiten in der Welle ist daher die relative Wassertiefe d/L. Wenn die Welle Grundberührung erhält, das heißt im Übergangsbereich und im Flachwasserbereich, wird die Orbitalbewegung der Wasserteilchen gestört; die Bahnen werden gestaucht, gleichzeitig nimmt die Geschwindigkeit der Welle mit kleinerwerdender Wassertiefe ab.

Durch den Einfluß der Wassertiefe werden infolge Refraktion und Shoaling die Wellenkennwerte verändert; schließlich wird die Welle instabil und bricht, sobald eine kritische Wassertiefe erreicht wird. Diese Flachwassereinflüsse werden im folgenden erläutert: In dem Bereich zwischen Brechpunkt und dem Wellenauslauf (Ausbrandungszone) wird – von Reflexion abgesehen – die gesamte (potentielle und kinetische) Energie der Wellen in komplexen Vermischungsprozessen am Ende in Wärme umgewandelt. Weiterhin werden die

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Vorgänge Refraktion, Diffraktion, Reflexion und Wellentransmission, das heißt Wechselwirkungen zwischen Wellen und Hindernissen, kurz behandelt.

3.3.2 Refraktion

Läuft eine Welle in flaches Wasser, so wird die Geschwindigkeit und damit die Wellenlänge mit kleinerwerdender Wassertiefe verringert. Im allgemeinen wird die Gefällelinie des Seebodens nicht mit der Wellenangriffsrichtung (Wellenorthogonale) übereinstimmen; der Wellenkamm wird daher, da zur gleichen Zeit unterschiedliche Wassertiefen in Kammrichtung vorhanden sind, die Tendenz haben, in Richtung auf die Uferlinie einzuschwenken. Dieses Einschwenken der Wellen wird als Refraktion bezeichnet und kann in Analogie zur Lichtbrechung nach dem SNELLschen Brechungsgesetz behandelt werden. Der Vorgang ist in Abb. 5 erläutert. Der Refraktionseinfluß kann innerhalb gewisser Grenzen mit guter Genauigkeit nach der linearen Wellentheorie behandelt werden.

Nach dem SNELLschen Brechungsgesetz (Abb. 5) gilt

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1}$$

Mit der allgemeinen Gleichung für die Wellengeschwindigkeit

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

ergibt sich

$$C_2/C_1 = \frac{\tanh \frac{2\pi d_2}{L_2}}{\tanh \frac{2\pi d_1}{L_1}}$$

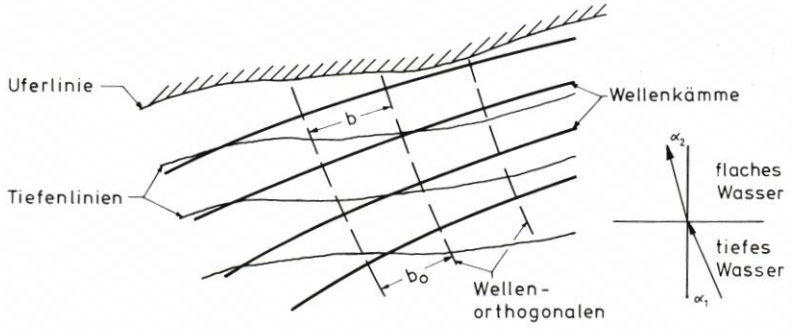


Abb. 5: Erläuterung der Refraktion

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Im Tiefwasser mit $d/L > 0{,}5$ nähert sich der Tangens hyperbolicus dem Wert 1. Eine Beugung kann daher erst im Übergangsbereich mit $d/L < 0{,}5$ auftreten.

Zur Auswertung der Gleichung dienen spezielle Tabellenwerke (zum Beispiel WIEGEL, 1964; MAGENS, 1958; SHORE PROTECTION MANUAL, 1973). Eingangswert ist dabei das Verhältnis d/L_o, wobei der Index o Tiefwasserbedingungen kennzeichnet.

Es wird davon ausgegangen, daß bei der Refraktion in Kammrichtung keine Energie verlagert wird. Das bedeutet, daß die Wellenenergie zwischen zwei Orthogonalen konstant bleiben muß. Dann gilt

$$\frac{H}{H_o} = \sqrt{\frac{b_o}{b}}$$

Das Verhältnis $\sqrt{b_o/b}$ wird als Refraktionskoeffizient K_r bezeichnet. K_r kann Werte >1 und <1 annehmen. Durch Refraktion können also im Vergleich zur Tiefwasserwellenhöhe sowohl größere Wellenhöhen (Energiekonzentration) als auch kleinere bewirkt werden.

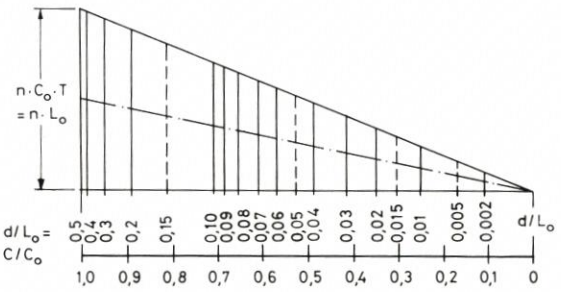


Abb. 6: Hilfsschablone für die Konstruktion von Refraktionsdiagrammen, bei der entsprechend dem Kartenmaßstab die Größe $n \cdot c \cdot T$ in Abhängigkeit vom Verhältnis d/L_o dargestellt ist

Zur praktischen Anwendung sind Computer-Programme und zeichnerische Verfahren in gleicher Weise geeignet. Für die graphische Konstruktion nach der Wellenfrontmethode wird, ausgehend vom geraden Verlauf der Wellenkämme im Tiefwasser, schrittweise für gewählte Zeitabstände der Fortschritte eines Wellenkammes gezeichnet. Diese Zeitabstände werden sinnvoll als ganzzahlige Vielfache n der Wellenperiode T gewählt. Wird der Zeitabstand $n \cdot T$ gewählt, so wird jeder n-te Wellenkamm gezeichnet, da die Welle in dieser Zeit die Strecke $n \cdot C \cdot T = n \cdot L$ zurücklegt.

Die zur Berechnung der Wellenfortschrittsgeschwindigkeit C erforderliche Wassertiefe wird näherungsweise als die Wassertiefe angenommen, die sich in der Mitte zwischen zwei gezeichneten Wellenkämmen befindet.

Die Größe $n \cdot C \cdot T$ wird dabei in Abhängigkeit vom Verhältnis d/L_o als Ordinate einer Hilfsschablone (Abb. 6) entnommen. Die gestrichelte Linie halbiert die Ordinaten $n \cdot C \cdot T$. Die graphische Konstruktion der Wellenkämme wird nach Abb. 7 vorgenommen. Für jede Tiefenlinie wird der Wert d/L_o ausgerechnet. Die Hilfsschablone wird auf Transparentpapier gezeichnet, wobei Länge und Teilung der Abszisse aus Abb. 6 übernommen werden, während die Ordinate $n \cdot L_o$ entsprechend dem Maßstab der Karte zu wählen ist. Der Maßstab wird dann ausgeschnitten und so auf die Karte gelegt, daß die gestrichelte Mittellinie und die

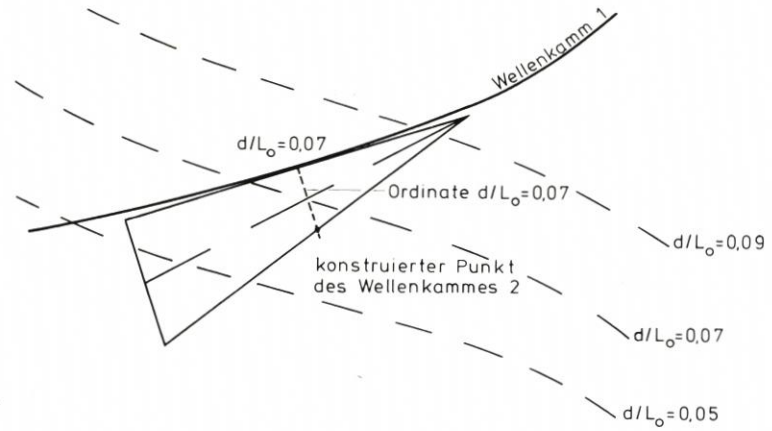


Abb. 7: Anwendung des Wellenfrontverfahrens (nach WIEGEL, 1964)

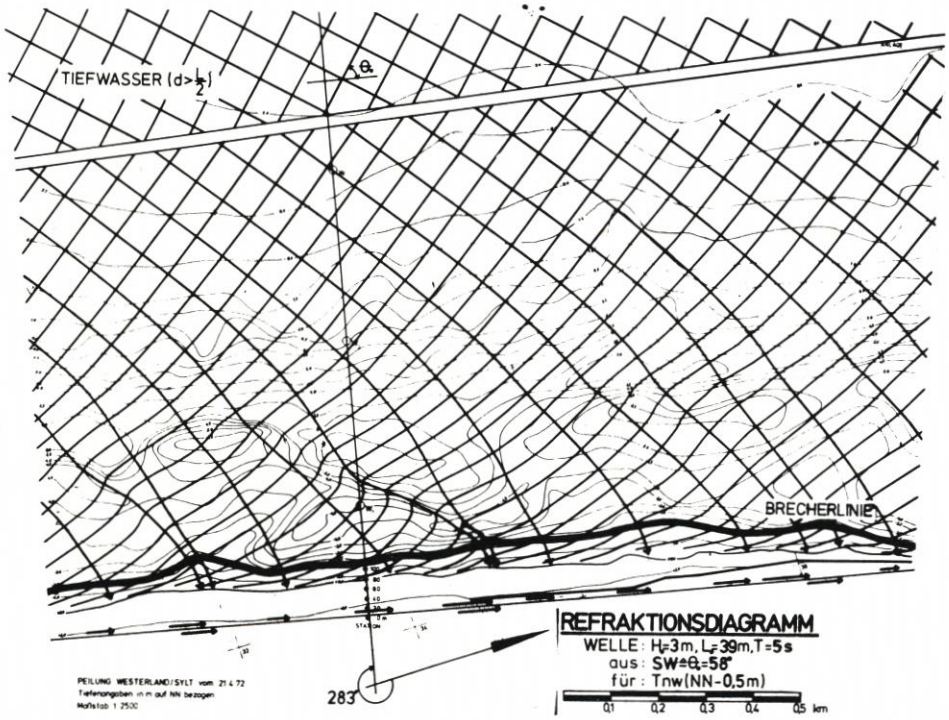


Abb. 8: Beispiel eines Refraktionsdiagrammes für einen Küstenabschnitt vor der Insel Sylt

Ordinate mit der Tiefenlinie des gleichen Wertes d/L$_o$ zusammenfallen. Dann wird der Maßstab unter Einhaltung dieser Bedingung so verschoben, daß die Grundlinie des Maßstabes als Tangente am ersten Wellenkamm verläuft.

Der Endpunkt der Ordinate ist dann ein Punkt des Wellenkammes 2. Das gleiche wird für die weiteren Tiefenlinien durchgeführt. Die Verbindungslinie der konstruierten Punkte ist der Verlauf des nächsten Wellenkammes.

Die Wellenorthogonalen werden ebenfalls zeichnerisch ermittelt aus der Bedingung, daß sie die Wellenkämme unter einem Winkel von 90 ° schneiden.

Als Beispiel zeigt die Abb. 8 ein Refraktionsdiagramm für angenommene Wellenkennwerte aus der Richtung Südwest für einen Küstenabschnitt der Insel Sylt.

3.3.3 Shoaling

Der Shoalingeffekt gibt die Veränderung der Wellenparameter bei abnehmender Wassertiefe an. Die Wellenfortschrittsrichtung stimmt mit der Gefällerichtung überein (Abb. 9). Der Vorgang kann zweidimensional betrachtet werden. Reibungseinflüsse werden vernachlässigt;

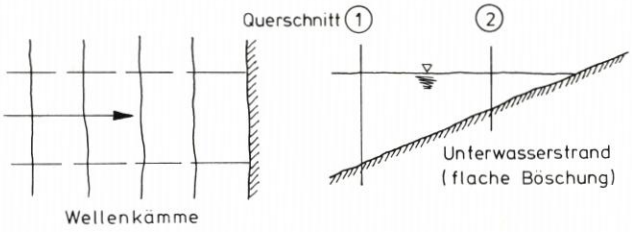


Abb. 9: Erläuterungen des Shoaling-Effektes (schematisch)

weiterhin soll keinerlei Reflexion an der Böschung stattfinden. Nach der linearen Wellentheorie gilt wiederum die allgemeine Gleichung für die Wellengeschwindigkeit $C = f(d, L)$. Ausgegangen wird davon, daß durch jeden beliebigen Querschnitt die gleiche Energie E laufen muß, die mit der Gruppengeschwindigkeit C_g (= Energiegeschwindigkeit) übertragen wird.

Es gilt dann

$$E_1 \cdot C_{g_1} = E_2 \cdot C_{g_2}$$

Die Gleichung für die Gruppengeschwindigkeit, die angibt, mit welcher Geschwindigkeit eine Gruppe von Wellen, zum Beispiel eine Gruppe höherer Wellen in ansonsten niedrigen Wellen durch eine Wasserfläche wandert, lautet

$$C_g = \frac{C}{2}\left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh \frac{4\pi d}{L}}\right]$$

Das Verhältnis C_g/C wird üblicherweise mit n bezeichnet.

$$n = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh \frac{4\pi d}{L}}\right]$$

Mit $E \sim H^2$ und $C_g = n \cdot C$ entsteht nach einfacher Umformung

$$\frac{H_2}{H_1} = \sqrt{\frac{n_1}{n_2} \cdot \frac{C_1}{C_2}}$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Aus der Gleichung ergibt sich, daß der Wert n folgende Grenzwerte annimmt:

$$n = 0{,}5 = n_0 \quad \text{für Tiefwasser}$$
$$n = 1{,}0 \quad \text{im Flachwasser}$$

Wird nun obige Gleichung auf Tiefwasserbedingungen bezogen, so ergibt sich der Verlauf der Wellenhöhe zu

$$H = \sqrt{\frac{1}{2n} \cdot \frac{C_0}{C}} \cdot H_0$$

Der Ausdruck $\sqrt{\frac{1}{2n} \cdot \frac{C_0}{C}}$ wird als Shoaling-Faktor K_s bezeichnet. Der Shoaling-Faktor ist gemeinsam mit den Verhältniswerten C/C_0 und L/L_0 in Abb. 10 als Funktion der relativen Wassertiefe d/L_0 aufgetragen.

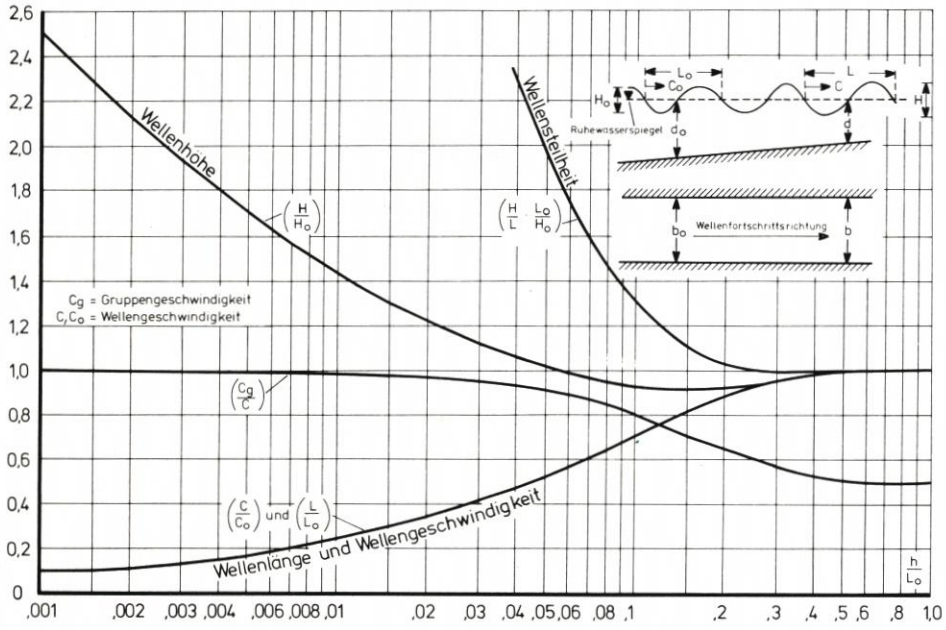


Abb. 10: Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe (lineare Wellentheorie)

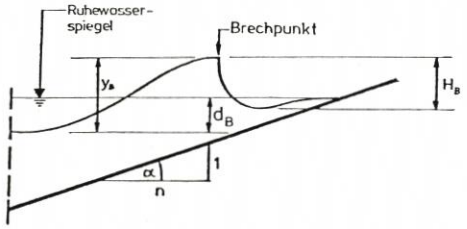


Abb. 11: Bezeichnungen für eine Welle am Brechpunkt

Die Abb. 11 zeigt, daß die Wellenhöhe beim Einlaufen in flaches Wasser zunächst geringer wird (91,3 % der Tiefwasser-Wellenhöhe bei d/L_O = rd. 0, 15). Vom Minimum bei $d/L_0 = 0{,}15$ an nimmt die Wellenhöhe ständig zu. Die Maximalhöhe wird aber nicht durch die theoretische Beziehung, sondern durch Brechkriterien und andere Einflüsse begrenzt.

Zum Shoaling-Einfluß sind sehr viele Untersuchungen theoretischer und experimenteller Art durchgeführt worden. Grundsätzlich wird der Verlauf der in Abb. 10 angegebenen Wellenhöhe durch Versuche, die vielfach mit Einzelwellen durchgeführt worden sind, bestätigt. Die Ergebnisse streuen jedoch stark.

3.3.4 Brechen der Wellen

Wellen können brechen, wenn entweder die Grenzsteilheit überschritten wird oder aber die Wellenhöhe ein bestimmtes Maß der Wassertiefe erreicht hat. Beide Bedingungen können durch den allgemeinen Brecherindex verknüpft werden (Abb. 4).

Der Grenzwert für die Steilheit der Welle H/L wird aus der Bedingung erhalten, daß die Orbitalgeschwindigkeit der Welle an der Oberfläche nicht größer werden kann als die Wellengeschwindigkeit. Es ergibt sich dann für Tiefwasser

$$\frac{H}{L} = 0{,}142 = \text{rund } 1/7$$

Als Grenzwert für den Winkel des Wellenkamms hat STOKES nach der Theorie 3. Ordnung den Wert $\alpha = 120°$ gefunden. Der Wert ist durch Fotos aus Modellversuchen bestätigt worden und gilt sowohl für Tiefwasser als auch für Flachwasser.

Der Grenzwert der Wellensteilheit von H/L = 1/7 wird im allgemeinen nicht erreicht, denn die Wellen neigen dazu, schon früher zu brechen.

Auf dem offenen Meer (Tiefwasserbedingung, Wassertiefe d größer als L/2) tritt Brechen nur infolge Überschreitens der Grenzsteilheit als Schaumkronenbrechen („white capping") auf. Dies kann bei steilen Ausgangswellen vorwiegend im Übergangsbereich beobachtet werden, wo zugleich mit zunehmender Wellenhöhe die Wellenlängen abnehmen.

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 Höhe des Brecherkammes über der Sohle y_b von Bedeutung (Abb. 11).

Das Schrifttum zeigt, daß das Verhältnis d_b/H_b nach Modellversuchen und Naturbeobachtungen zwischen rund 0,7 und rund 3,0 schwankt. Nach theoretischen Untersuchungen liegt d_B/H_B zwischen 0,97 und 1,37, je nach dem verwendeten Ansatz. Der häufig im Schrifttum nach MC COWAN angegebene Wert $d_b/H_b = 1{,}28$ (entsprechend $H_B/d_B = 0{,}78$) beruht auf der Theorie der Einzelwelle. Für überschlägliche Untersuchungen dürfte das Verhältnis $d_b/H_b = 1{,}0$ sinnvoll sein.

Die physikalischen Phänomene des Brechens sind keineswegs abschließend erforscht. Schwierigkeiten sowohl in theoretischer als auch in experimenteller Hinsicht (Maßstabseffekte) bereitet vor allem die Berücksichtigung der Luftaufnahme beim Brechvorgang.

Das Brechverhalten der Wellen wird wesentlich auch von der Strandneigung m und der Steilheit der Tiefwasserwelle H_0/L_0 bestimmt. Beide Einflüsse bestimmen auch die Form des Brechers.

In Abb. 12 sind diese Brecherformen schematisch dargestellt. An flachen Stränden und bei geringen Tiefwassersteilheiten der Wellen tritt der Schwallbrecher (spilling breaker), bei steileren Stränden und größeren Wellensteilheiten der Sturzbrecher (plunging breaker) und bei

Die Küste, 36 (1981), 1-320

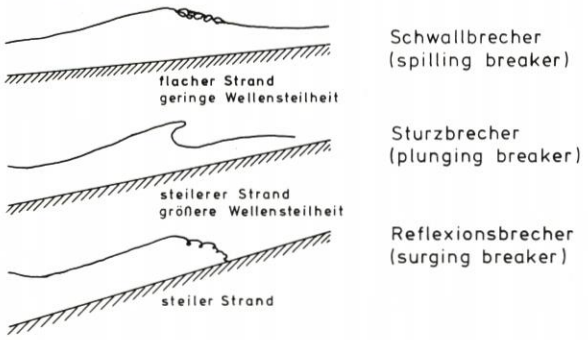


Abb. 12: Klassifizierung der Brecherformen

sehr steilen Strandneigungen der Reflexionsbrecher (surging breaker) auf. Neben den dargestellten Brecherformen ist der sogenannte „collapsing breaker" als Übergangsform zwischen dem Reflexions- und dem Sturzbrecher zu nennen. Zur Erläuterung des Einflusses der Strandneigung und der Tiefwasser-Wellensteilheit sind einige Untersuchungsergebnisse in Abb. 13 dargestellt.

Der Brechertyp kann auch durch einen Brecherbeiwert ξ, der aus der Neigung des Strandes und der Wellensteilheit berechnet werden kann, oder durch eine Brecherkennzahl β charakterisiert werden. Diese Brecherkennzahl β wird aus der Wellenlänge im Brechpunkt und der Entfernung zwischen dem Brechpunkt und dem Punkt, in dem die brandende Welle die Hälfte ihrer Energie abgegeben hat, gebildet. Flächenbrandung mit Schaumbrechern und Linienbrandungen mit Sturz- und Schwallbrechern können durch die Brecherzahl β charakterisiert werden.

Alle Angaben über das Brechverhalten gelten allerdings nur, wenn die Strandneigung nicht gestört wird. Bei plötzlicher Unterbrechung der Neigung durch Bauwerke wie Wellenbrecher oder Deckwerke sind die Brecherbedingungen nicht nur eine Funktion der Wellensteilheit H/L und der Wassertiefe seewärts des Bauwerks, sondern die auftretenden Wellen werden auch durch die Form, durch Absorptions- und Reflexionseffekte an der Deckschicht des Schutzwerks beeinflußt.

3.3.5 Diffraktion

Unter dem Begriff Diffraktion ist die Ausbreitung von Wellen an einem Hindernis zu verstehen. Wie die Refraktion (Abschnitt 3.3.1) kann auch die Diffraktion von Wasserwellen in Analogie zur geometrischen Optik gesehen werden. Die Analogie beruht auf dem Huygensschen Prinzip (Abb. 14).

Nach dem Huygensschen Prinzip sind alle Punkte einer Öffnung in einem Hindernis Quellen, das heißt, die auf die Öffnungen treffende Welle pflanzt sich so fort, als ob von jedem Punkt der Öffnung eine ebene Kreiswelle ausgeht, deren Höhe und Phase durch die auftreffende Welle gegeben ist. Zur Bestimmung der Wellenhöhe in einem Punkte P hinter der Öffnung müssen die Beträge aller Teilwellen phasengerecht addiert werden.

Das Problem der Wellenausbreitung wurde auf der Grundlage der Potentialtheorie (für Lichtwellen) durch Sommerfeld für den halbunendlichen idealen Schirm gelöst. Zur Berechnung der Diffraktion an Wellenbrechern nach den Sommerfeldschen Ansätzen muß eine komplexe Lösungsfunktion F gefunden werden, die die Wellengleichung und die Randbedingungen am Wellenbrecher und die Sommerfeldsche Ausstrahlungsbedingung erfüllt.

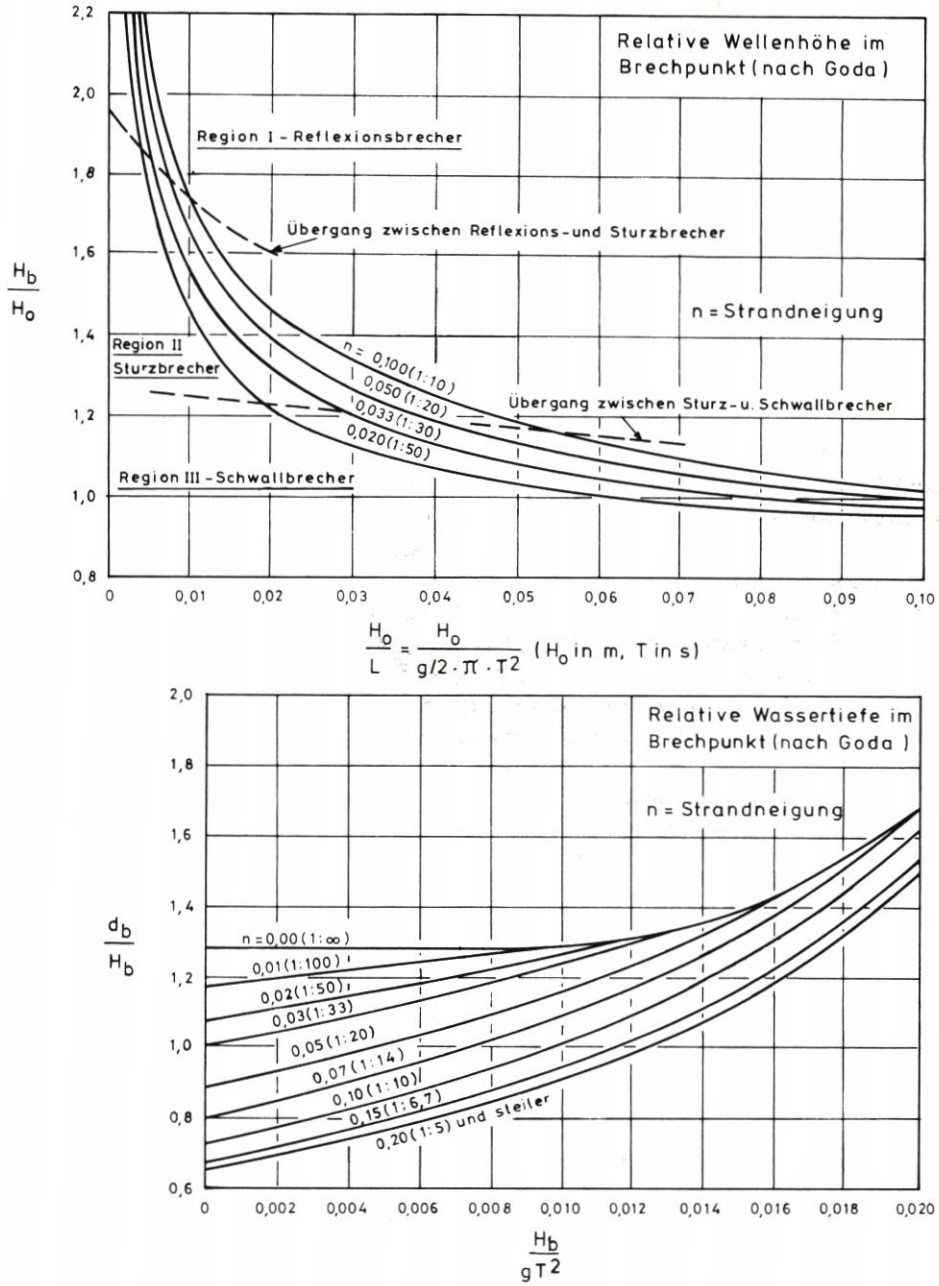


Abb. 13: Brecheigenschaften der Wellen (nach GODA, 1970)

Die SOMMERFELDsche Lösungsfunktion lautet (Abb. 15):

$$F(r, \theta) = f(\sigma) \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta - \theta_o)} + f(\sigma') \cdot e^{-ikr \cdot \cos(\theta + \theta_o)}$$

$$\text{mit } \sigma = 2 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot r}{\pi}} \cdot \sin \frac{(\theta - \theta_o)}{2}$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$\sigma' = -2\sqrt{\frac{k \cdot r}{\pi}} \cdot \sin\frac{(\theta + \theta_o)}{2}$$

$$f(\sigma) = \frac{1+i}{2}\int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\pi\tau^2/2}\,dt$$

$$f(\sigma') = \frac{1+i}{2}\int_{-\infty}^{\sigma} e^{-i\pi\tau^2/2}\,dt$$

$$\text{und } K' = 2\pi/L$$

$$i = \sqrt{-1}$$

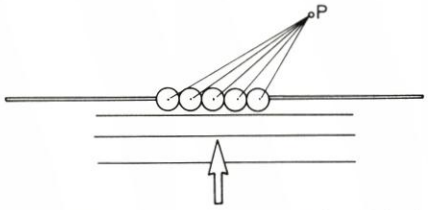


Abb. 14: Erläuterung des HUYGENSschen Prinzips

Für die praktische Anwendung wird die durch Diffraktion veränderte Wellenhöhe als K′-Wert dargestellt, der das Verhältnis der örtlichen, beeinflußten Wellenhöhe und der ungestörten Wellenhöhe angibt. K′ nimmt allgemein Werte kleiner als 1 an. Durch Interferenzen können jedoch örtlich auch Wellenhöhen H entstehen, die größer als die Ausgangswellenhöhe H_o sind ($H/H_o = K' > 1$). Dies ist besonders für Hafeneinfahrten von Bedeutung.

Die Lösung der SOMMERFELDschen Gleichung ist mathematisch aufwendig, und für die praktische Anwendung werden die Diagramme im SHORE PROTECTION MANUAL und in den MITTEILUNGEN des FRANZIUS-INSTITUTS empfohlen.

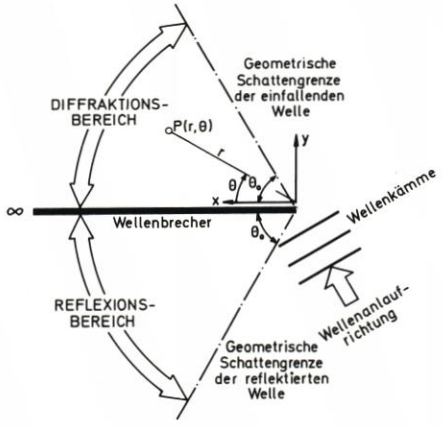


Abb. 15: Winkel-Bezeichnungen

3.3.6 Wellenreflexion und Wellentransmission

Eine fortschreitende Schwerewelle wird an Hindernissen reflektiert oder teilreflektiert, bei durchlässigen Bauwerken wird ein Teil der Wellenenergie transmittiert.

Die Wellenreflexion bzw. -transmission wird durch Koeffizienten κ_R bzw. κ_T dargestellt. Da die Wellenenergie proportional zum Quadrat der Wellenhöhe ist, gilt die allgemeine Energiegleichung in folgender Form:

$$\kappa_R^2 + \kappa_T^2 + \kappa_V^2 = 1$$

$$\text{mit } \kappa_R = \frac{\text{Höhe der reflektierten Wellen } H_R}{\text{Höhe der anlaufenden Welle } H_o}$$

$$\kappa_T = \frac{\text{Höhe der transmittierten Welle } H_T}{\text{Höhe der anlaufenden Welle } H_o}$$

κ_V gibt die Energieanteile durch Reibungs- und Turbulenzverluste an

Der Reflexionskoeffizient κ_R und der Transmissionskoeffizient κ_T werden durch die Parameter der anlaufenden Wellen, das heißt Wellensteilheit und Wellenangriffswinkel, und durch die Art des Bauwerkes, insbesondere durch die Art der Kontaktfläche (glatt, rauh, porös), den Durchlässigkeitsgrad und die Abmessungen des Bauwerkes beeinflußt.

Bei undurchlässigen senkrechten Bauwerken ($\kappa_T = 0$) kann sich die resultierende Wellenhöhe gegenüber der anlaufenden Wellenhöhe verdoppeln. Diese stehende Welle wird auch Clapotis genannt (Abb. 16).

Wie Abb. 16 zeigt, entstehen Schwingungsbäuche an den Stellen $x = 0$ (Wand); $x = L/2$, $x = L$ usw.; dazwischen befinden sich bei $x = L/4$, $x = 3/4\ L$ usw. die sogenannten Schwingungsknoten, an denen keine vertikalen Wasserspiegelbewegungen bestehen.

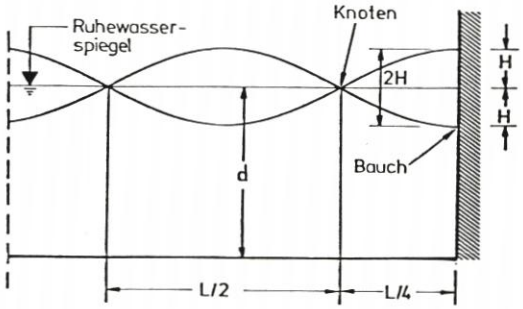


Abb. 16: Wellenreflexion einer stehenden Welle an einer senkrechten, glatten Wand

Bei schrägem Wellenlauf wird die Höhe der reflektierten Welle durch Kreuzseebildung örtlich verändert. An freien Enden von Reflexionsflächen kann eine Aufsteilung der Wellen auf das rund 2,4fache der ungestörten Wellenhöhe durch die sogenannte MACH-Reflexion eintreten, die nach neueren Untersuchungen im Franzius-Institut als Diffraktionsproblem zu sehen ist.

An geneigten Bauwerken, zum Beispiel einem Deckwerk oder einem geschütteten Wellenbrecher, tritt Teilreflexion auf. Der Reflexionskoeffizient κ_R schwankt abhängig von der Wellensteilheit in weiten Grenzen, und auch bei flachen Böschungen ist der Reflexionsgrad bei flachen Wellen noch sehr erheblich.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Von der Vielzahl der Untersuchungen zur Bestimmung des Reflexionskoeffizienten sollen hier nur Versuchsergebnisse für eine glatte Böschung wiedergegeben werden (Abb. 17).

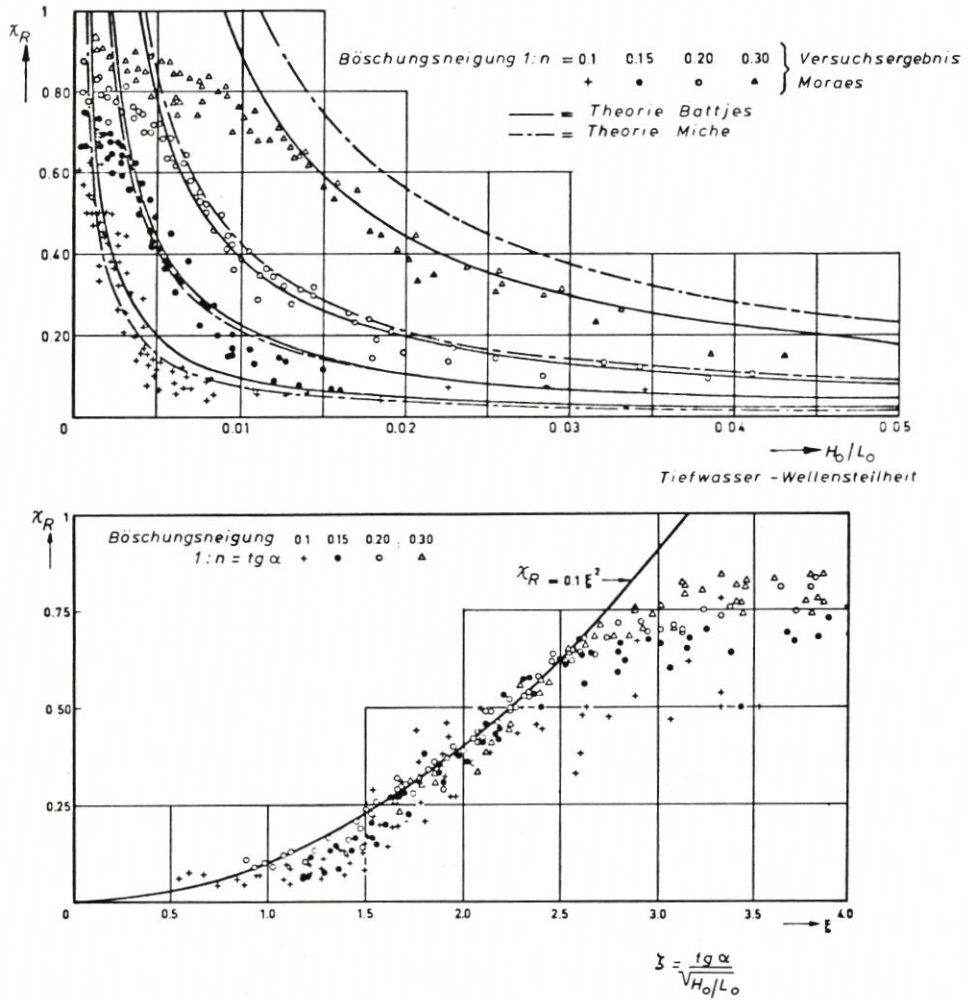


Abb. 17: Reflexion an glatten Böschungen nach Untersuchungen von MORAES und BATTJES

Von den Untersuchungen zur Wellentransmission an teildurchlässigen Bauwerken ist die Energieübertragungstheorie für eine Tauchwand am bekanntesten. Eine Vielzahl von Anordnungen wurden experimentell untersucht, die hier aber im einzelnen nicht wiedergegeben werden können. Auch dürfen die Ergebnisse aus zweidimensionalen Untersuchungen nicht ohne weiteres für Planungsaufgaben herangezogen werden. Vielmehr sind Diffraktionseffekte an den Enden eines teildurchlässigen Bauwerks zu berücksichtigen; ebenso sind die spektralen Eigenschaften des Seegangs, die in früheren Versuchen mit regelmäßigen Wellen nicht untersucht wurden, hinsichtlich des Dämpfungsverhaltens zu beachten.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.3.7 Reibung und Perkolation

Einfluß auf die Wellenhöhen im Küstengebiet haben weiterhin die Bodenreibung und Sickerströmungen. Diese Einflüsse sind im Gegensatz zu ozeanographischen Problemstellungen für Fragen des Küstenwasserbaus von untergeordneter Bedeutung und werden hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt.

3.4 Seegangsspektren

3.4.1 Allgemeines

In der Wellenhydraulik wird der Seegang als regelmäßig aufgefaßt, um die Wellen und die im vorigen Abschnitt erläuterten physikalischen Vorgänge mathematisch zu formulieren. Tatsächlich sind im Seegang, wie er in der Natur gemessen wird, jedoch unterschiedliche Wellenhöhen, -perioden und -richtungen enthalten, deren Verteilung nur nach statistischen Verfahren dargestellt werden kann.

Im folgenden wird ein Einblick in die Problematik der Seegangsspektren gegeben.

3.4.2 Definition des Seegangsspektrums

Eine Wellenregistrierung (Abb. 18) liefert die Auslenkung des Wasserspiegels η als Funktion der Zeit t, wobei grundsätzlich die unterschiedlichen Richtungen der einzelnen

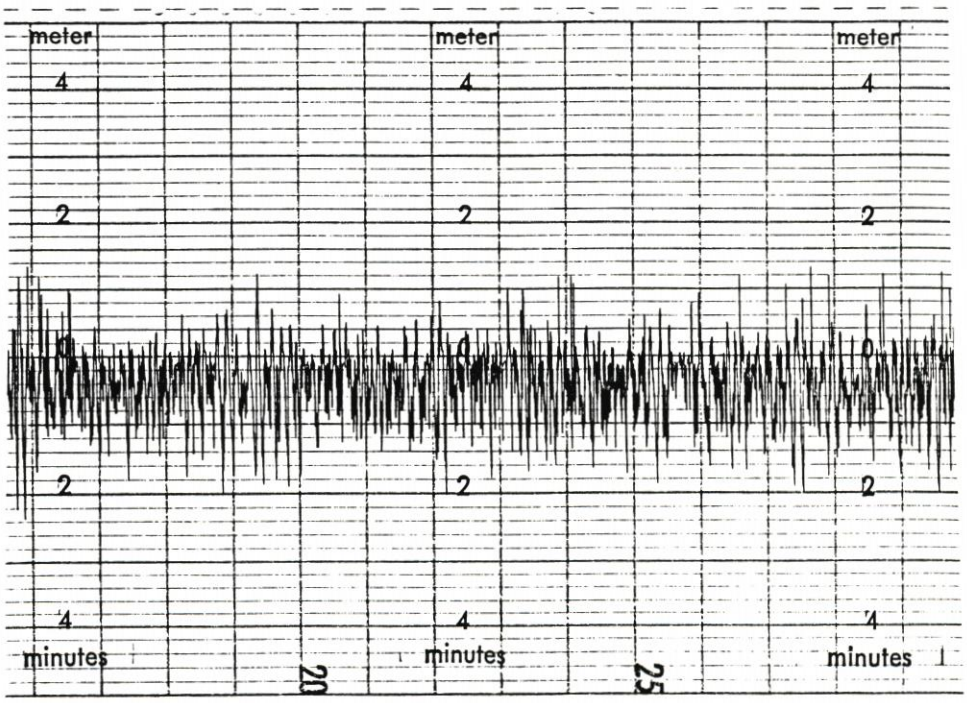


Abb. 18: Typischer Wellenschrieb

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Wellenkomponenten miterfaßt werden, wenn auch eine Richtungsinformation bei einer Punktmessung verlorengeht. Diese gemessene Zeitreihe kann als Überlagerung einer unendlichen Summe von sin- oder cos-Schwingungen mit unterschiedlicher Amplitude und Frequenz f aufgefaßt werden, und jeder Schwingungskomponente kann ein Energieanteil, der dem Quadrat der Wellenhöhe proportional ist, zugeordnet werden. Die Gesamtheit aller Schwingungskomponenten wird als Spektrum bezeichnet.

Das die Frequenzverteilung und die Richtungsverteilung einer unregelmäßigen See umfassende Energiespektrum wird als Richtungsspektrum D (f,θ) bezeichnet. Das Richtungsspektrum ist ein zweidimensionales Spektrum und kann wie folgt zerlegt werden:

$$D(f,\theta) = F(f,\theta) \cdot S(f)$$

mit $F(f,\theta)$ = Richtungsfunktion

$S(f)$ = Frequenzspektrum oder eindimensionales Spektrum

Die Richtungsfunktion gibt die Verteilung der Wellenenergie als Funktion der Richtung an. Vielfach wird (vereinfachend) definiert

$$\int_{-\pi/2}^{+\pi/2} F(f,\theta) = 1$$

wobei eine Verteilung der Wellenenergie in einen Sektor von ± 90° gegen eine Hauptwellenrichtung angenommen wird. Die Richtungsfunktion kann zum Beispiel nach dem Ansatz $\cos^n \theta$ dargestellt werden, wobei der Exponent n die Fülligkeit der cos-Funktion bestimmt. Die folgenden Angaben gelten für das eindimensionale Spektrum. Grundsätzlich gilt jedoch, daß kurze und kleine Wellen relativ gleichmäßig über den Richtungssektor ± 90° verteilt, lange Wellen, zum Beispiel Dünungswellen, dagegen in ihrer Richtung relativ einheitlich sind. Das hängt unmittelbar mit der Wellenentstehung, das heißt mit der Energieübertragung beim Entstehungs- und Ausbreitungsprozeß im Windfeld, zusammen.

Das eindimensionale Spektrum S(f) drückt die Energieverteilung oder spektrale Dichte der Frequenzkomponente f je Frequenzeinheit df aus. Die spektrale Dichte wird auch Energiedichte genannt, und die Gesamtfläche unter der Dichtefunktion S(f) ist ein Maß für die im Spektrum enthaltene Energie.

3.4.3 Ansätze zur Beschreibung des Seegangsspektrums

Über den Verlauf der Dichtefunktion S(f) gibt es eine Vielzahl von ozeanographischen Untersuchungen. S(f) wird (direkt oder indirekt) als Funktion der Windgeschwindigkeit U dargestellt.

Eines der am meisten verwendeten Spektren ist das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum (PM-Spektrum).

Es lautet in dimensionsloser Form:

$$S(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4 \cdot f^5} \cdot \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right]$$

Hierin ist $\alpha = 8{,}1 - 10^{-3}$ (PHILLIPS-Konstante) und g die Erdbeschleunigung. f_p ist die Peak-Frequenz, an der die Energiedichtefunktion ihr Maximum hat.

Das PM-Spektrum gilt für den vollausgereiften Seegang. Es wird auch als Periodenspektrum, das heißt S als Funktion der Wellenperiode T, dargestellt.

Im Gegensatz zum PM-Spektrum liefert das sogenannte JONSWAP-Spektrum (JONSWAP = Joint North Sea Wave Project) im Mittel eine rund 3-fach höhere Energie im Maximum der Energiedichtefunktion (Abb. 19).

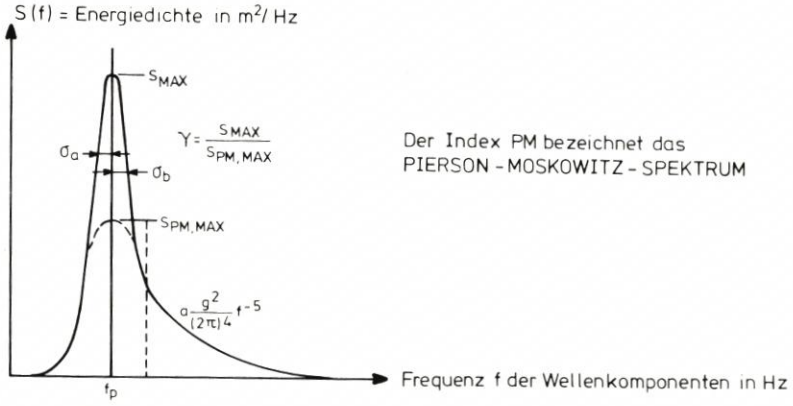


Abb. 19: Darstellung des JONSWAP-Spektrums und Bezeichnungen

Das JONSWAP-Spektrum lautet in dimensionsloser Form

$$S(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4 \cdot f^5} \cdot \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right] \cdot \gamma \cdot \exp\left[\frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 \cdot f_p^{\,2}}\right]$$

mit $\alpha = 8{,}1 \cdot 10^{-3}$ wie im PM-Spektrum (für den ausgereiften Zustand), g = Erdbeschleunigung und f_p = Frequenz im Energiemaximum (Peak-Frequenz).

γ und σ charakterisieren die Form des Spektrums. Die Zahlenwerte für γ und σ wurden aus den Messungen wie folgt bestimmt:

$\sigma = \sigma_a$ für $f < f_p = 0{,}07$ (im Mittel)
$\sigma = \sigma_b$ für $f > f_p = 0{,}09$ (im Mittel)
γ schwankte zwischen 1 und 7 und lag im Mittel bei 3,3

In der Gleichung für das JONSWAP-Spektrum ist das PM-Spektrum mit $\gamma = 1$ enthalten.

3.4.4 Spektrale Momente und Formparameter

Die Momente eines Seegangsspektrums (Energiedichtespektrum) sind wie folgt definiert:

$$m_n = \int_0^\infty S(f) \cdot f^n \cdot df \qquad \text{mit } n = 0, 1, 2 \ldots$$

Entsprechend werden m_o als Moment Nullter Ordnung, m_1 als Moment 1. Ordnung, m_n als Moment nter Ordnung bezeichnet.

Zur Charakterisierung der Form des Spektrums werden verschiedene Formparameter bestimmt, die aus den Momenten des Spektrums berechnet werden.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Der von CARTWRIGHT und LONGUET-HIGGINS eingeführte Spektralbreiteparameter (spectral width parameter) ist definiert als

$$\varepsilon = \sqrt{1 - \frac{m_2^2}{m_o \cdot m_4}}$$

und gibt an, ob die Wellenenergie in einem engen Frequenzband konzentriert ist ($\varepsilon \to o$) oder nicht ($\varepsilon \to 1$).

Weitere Parameter, die die Form des Spektrums beschreiben, sind

$$\nu = \sqrt{\frac{m_2 \cdot m_o}{m_1^2} - 1}$$

$$\nu_1 = \sqrt{1 - \frac{m_1^2}{m_2 \cdot m_o}}$$

$$Q_P = \frac{2}{m_o^2} \int_o^\infty f\,[S(f)]^2\,df$$

Die Momente des Spektrums werden auch zur Berechnung von Wellenhöhen- und Wellenperiodenparametern verwendet. Nähere Angaben hierzu enthält Abschn. 3.6.

3.5 Auswertung von Wellenaufzeichnungen

3.5.1 Verfahren

Die Wellenaufzeichnungen können sowohl hinsichtlich charakteristischer Wellenhöhen und -perioden, die vom ingenieurmäßigen Standpunkt als Eingangsgrößen für Bemessungsaufgaben benötigt werden, als auch im Hinblick auf die spektralen Eigenschaften des Seegangs ausgewertet werden. Im folgenden werden die zur Verfügung stehenden Methoden kurz erläutert.

3.5.2 Konventionelle Auswerteverfahren

Die üblichen Verfahren zur Bestimmung der Wellenhöhen und -perioden einer Aufzeichnung sind in Abb. 20 angegeben: Beim Wellenkammverfahren („crest to crest"-Verfahren) wird als Welle jede Wasserspiegelbewegung zwischen zwei aufeinander folgenden Wellenbergen festgelegt, beim Nulldurchgangsverfahren wird jede Welle als Wasserspiegelbewegung zwischen drei Durchgängen durch den Ruhewasserspiegel bestimmt. Jede dieser durchaus willkürlichen Definitionen ist mit Mängeln behaftet, die dann besonders auffallen, wenn in einer Reihe von großen Wellen bei strenger Anwendung der definierten Welle verhältnismäßig kleine Wellen mitgerechnet werden müssen. Solche Wellen können zwar durch Festlegung einer Mindestwellenhöhe ausgeschaltet werden, das Problem, was als Welle anzusehen ist, wird dann jedoch nur an eine neue Grenze geschoben. Ein drittes Verfahren, das sogenannte „Kriterium des maximalen Wellenhöhenquadrates" erscheint für die Auswertung einzelner hoher Wellen besonders geeignet, hat sich aber im internationalen Schrifttum noch nicht

durchgesetzt. Das heute bevorzugte Verfahren ist das Nulldurchgangsverfahren (Zero-Crossing-Verfahren).

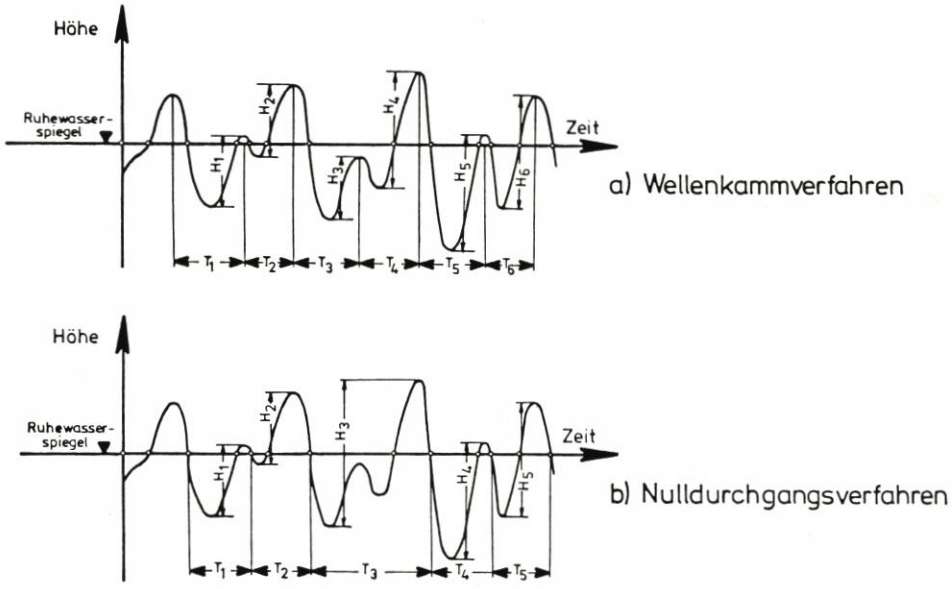


Abb. 20: Auswertung einer Seegangsaufzeichnung (nach SCHÜTTRUMPF, 1973)

3.5.3 FOURIER-Analyse

Bei der FOURIER-Analyse ist die Definition einer Welle, die nach Abschnitt 3.5.2 bei nichtperiodischen Zeitreihen gewisse Schwierigkeiten macht, nicht erforderlich. Vielmehr wird der Seegang in seine Frequenzkomponenten zerlegt, welches der Vorstellung entspricht, daß die unregelmäßige Meeresoberfläche entsprechend der Definition des Spektrums als lineare Überlagerung einer unendlichen Zahl von sin- oder cos-Schwingungen mit unterschiedlichen Frequenzen f(=1/T) und Phasenwinkeln aufgefaßt werden kann. Im Gegensatz zur Auswertung von Wellenregistrierungen nach konventionellen Verfahren ist eine FOURIER-Analyse manuell nicht mehr mit erträglichem Aufwand möglich und setzt daher eine Wellenregistrierung auf EDV-gerechten Datenträgern voraus.

Definitionsgemäß ergibt sich für das eindimensionale Spektrum die Form der freien Oberfläche zu

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cdot \cos(2\pi \cdot f_n \cdot t + \varepsilon_n)]$$

wobei a_n die Amplitude, $2\pi f_n$ die Winkelfrequenz und ε_n die Phasendifferenz der jeweiligen Schwingungskomponente bedeuten.

In einer FOURIER-Analyse werden nun umgekehrt die einzelnen Frequenzkomponenten im Seegang bestimmt und aus der Beziehung

$$H(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} \eta(t) \cdot e^{-i\,2\pi ft}\, dt$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

berechnet, wobei H(f) als komplexe Zahl die Amplitude a und die Phasendifferenz ε enthält. Für die praktische Durchführung einer FOURIER-Analyse sind heute in allen größeren Rechenzentren EDV-Programme vorhanden oder spezielle Geräte am Markt.

Für die numerische Auswertung von Seegangsaufzeichnungen ist es notwendig, die hochfrequenten und niederfrequenten Frequenzkomponenten zu vernachlässigen. Auf den Einfluß dieser sogenannten Cut-off-frequency auf die Stabilität der spektralen Momente und Formparameter wird hingewiesen (s. Abschn. 3. 6.4).

3.6 Statistische Verhältnisse im Seegang

3.6.1 Allgemeines

Das Spektrum oder die Dichtefunktion liefert die im Seegang enthaltene Gesamtenergie und deren Verteilung über die Frequenz. Für ingenieurwissenschaftliche Fragestellungen, insbesondere von Eingangsgrößen für die Bemessung und für die Anwendung der Wellentheorien zur Untersuchung von zum Beispiel Diffraktions- und Refraktionsvorgängen, ist zu versuchen, Beziehungen zwischen dem Spektrum und den in einer Zeitreihe enthaltenen Wellenhöhen und -perioden herzustellen. Hierzu werden charakteristische Wellenhöhen und Wellenperioden H_i und T_i definiert, die in Beziehung zur Wellenenergie beziehungsweise zu den Momenten des Spektrums gesetzt werden.

3.6.2 Definition charakteristischer Wellenkennwerte

Werden die Wellenhöhen H in einer Seegangsregistrierung nach ihren Häufigkeiten n ausgewertet, so ergibt sich – unabhängig vom Auswerteverfahren – eine Darstellung n(H), die als Histogramm bezeichnet wird, beziehungsweise eine Darstellung Σ n(H), die die Summenhäufigkeit bestimmter Wellenhöhen einer Aufzeichnung angibt (Abb. 21).

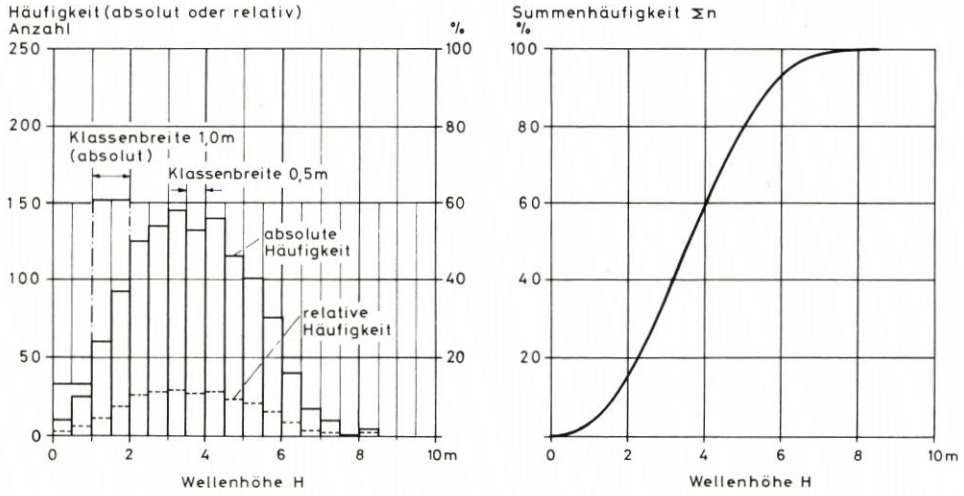


Abb. 21: Auswertung einer Wellenaufzeichnung als Histogramm

Das Histogramm, dessen Form (im Gegensatz zur Darstellung als Summenhäufigkeit) von der gewählten Klassenbreite ΔH abhängt, gleicht in seinem Verlauf dem Spektrum und wird vielfach fälschlicherweise auch als Spektrum bezeichnet.

Aus dieser Klassierung der Wellenhöhen werden die charakteristischen Wellenhöhen wie folgt gewonnen:

$H_{1/3}$ = arithmetischer Mittelwert der 33 % höchsten Wellen einer Aufzeichnung
$H_{1/10}$ = arithmetischer Mittelwert der 10 % höchsten Wellen einer Aufzeichnung
$H_{1/100}$ = arithmetischer Mittelwert der 1 % höchsten Wellen einer Aufzeichnung
H_{max} = höchste Welle einer Aufzeichnung

Weiterhin sind:

H_m = mittlere Wellenhöhe
H_d = dominierende (häufigste) Wellenhöhe

Die $H_{1/3}$-Welle wird auch als signifikante Wellenhöhe bezeichnet, da sie mit guter Genauigkeit der Wellenhöhe entspricht, die ein geübter Beobachter als Wellenhöhe im Seegang schätzt.

In analoger Weise wie die Wellenhöhen H_i können charakteristische Wellenperioden T_i definiert werden. Beispielsweise wird definiert:

$T_{1/10}$ = arithmetischer Mittelwert der 10 % längsten Wellen in einer Wellenregistrierung.

Es sei darauf hingewiesen, daß die Perioden T_i als rechnerische Größen den Wellenhöhen H_i nicht ohne weiteres zugeordnet werden können. Zur Kennzeichnung der zu H_i zugehörigen Wellenperiode wird die Schreibweise T_{Hi} verwendet, zum Beispiel für die der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$ zugehörige Wellenperiode die Schreibweise $T_{H1/3}$ ($\neq T_{1/3}$).

3.6.3 Beziehungen zwischen dem Spektrum und charakteristischen Wellenhöhen – RAYLEIGH-Verteilung

Zwischen der Energie E eines Seegangsspektrums und den aus einer Häufigkeitsdarstellung (Histogramm) zu ermittelnden charakteristischen Wellenhöhen H_i bestehen enge Beziehungen. Unter bestimmten Bedingungen gehorchen die Wellenhöhen der RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion.

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

$$P = 1 - e^{-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{H_m}\right)^2}$$

Abb. 22 zeigt zur Erläuterung die RAYLEIGH-Verteilung für das Verhältnis der auftretenden zur mittleren Wellenhöhe und die zugehörige RAYLEIGH-Verteilung der Überschreitungswahrscheinlichkeiten.

Aufbauend auf der RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion ergeben sich die Beziehungen

Die Küste, 36 (1981), 1-320

zwischen den charakteristischen Wellenhöhen wie folgt:

$$H_m = 0{,}63 \cdot H_{1/3}$$
$$H_{1/10} = 1{,}27 \cdot H_{1/3}$$
$$H_{1/100} = 1{,}67 \cdot H_{1/3}$$
$$H_{max} = 1{,}87 \cdot H_{1/3}$$

Hinsichtlich der wahrscheinlichsten maximalen Wellenhöhe H_{max} ist anzumerken, daß H_{max} abhängig ist von der Anzahl N der Wellen im Sturm. Nach der Theorie von LONGUET-HIGGINS ist

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

Die Gleichung zeigt, daß die Wellenhöhe H_{max} unbegrenzt mit der Anzahl der Wellen zunimmt. Die angegebenen Zahlenwerte gelten für N = 1000 Wellen (s. Tab. 7).

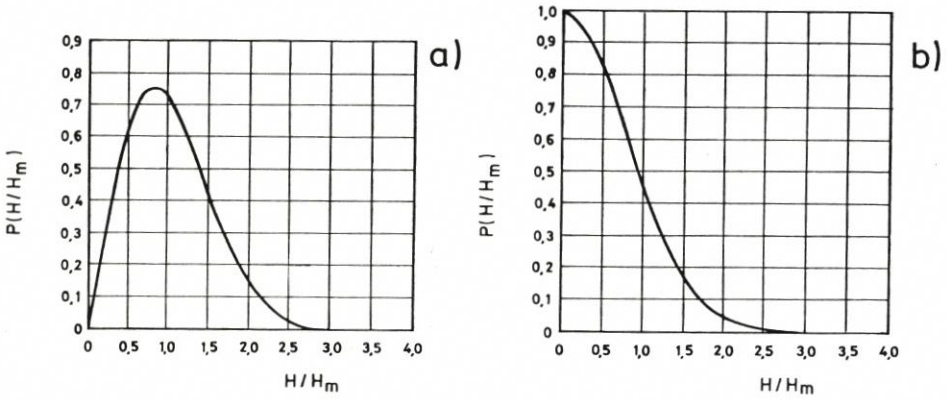


Abb. 22: RAYLEIGH-Verteilung für das Verhältnis der auftretenden zur mittleren Wellenhöhe (a) und die zugehörigen Überschreitungswahrscheinlichkeiten (b) (nach HORIKAWA, 1978)

Tabelle 7
Verhältnis $H_{max}/H_{1/3}$ nach LONGUET-HIGGINS (1952) für verschiedene Anzahlen von Wellen N

N	$H_{max}/H_{1/3}$	Seegangsdauer in Std. für z. B. T = 7,5 s	Bemerkung
100	1,54	0,2	Nord- und
500	1,77	1,0	Ostsee
1 000	1,87	2,0	Verhältnisse
10 000	2,17	20,0	
100 000	2,40	200,0	

Messungen in der Natur zeigen, daß der Zahlenwert 1,87 überschritten werden kann, jedoch geringer als es sich nach der theoretischen Gleichung ergibt.

Die obigen Beziehungen stimmen nur unter den Annahmen, die LONGUET-HIGGINS macht. Das sind insbesondere

- engbandiges Spektrum, RAYLEIGH-verteilt
- Tiefwasserbedingungen
- symmetrische Wellen (Sinuswellen)

Diese Bedingungen sind in der Natur nur in Näherung erfüllt, so daß Schwankungen in den angegebenen Zahlenwerten auftreten.

Für die deutsche Nordseeküste ist zum Beispiel bekannt, daß der höchste Sturmflutwasserstand etwa 2 bis 3 Stunden anhält. In dieser Zeit treten dann entsprechend etwa N = 1500 Wellen bei einer angenommenen mittleren Wellenperiode von T = 7,5 s auf. An der Ostseeküste dagegen muß damit gerechnet werden, daß hohe Wasserstände mehrere Tage andauern. Von einer Sturmflut im Jahre 1913 ist bekannt, daß bei einem Höchstwasserstand von NN + 2,10 m am Pegel Wick bei Greifswald Wasserstände über NN + 1,0 m insgesamt 62 Stunden herrschten.

Die höchste in einem Sturmereignis auftretende Welle kann quantitativ nur erfaßt werden, wenn über die Dauer des Ereignisses laufend die Wellenhöhen registriert werden. Wegen des großen Meßaufwandes, vor allem, wenn Messungen über mehrere Jahre zur Erfassung des Wellenklimas vorgesehen sind, beschränkt man sich in der Praxis allgemein darauf, Registrierintervalle von einigen Stunden zu wählen und die einzelnen Registrierungen 10 bis 30 Minuten dauern zu lassen. Es muß in diesem Falle davon ausgegangen werden, daß die maximalen Wellenhöhen nicht während der Registrierzeiten auftreten. Unter der Annahme eines gleichbleibenden Seegangs zeigt Tab. 8 die Anzahl der Wellen N in Abhängigkeit von dem Verhältnis $\mu \cdot H_{max}/H_{r.m.s.}$ (mit $H_{r.m.s.} = 0{,}354\,H$ bei Sinuswellen). Die Abkürzung r.m.s. bedeutet „root mean square" = mittlere quadratische Abweichung vom Ruhewasserspiegel.

Tabelle 8
Abhängigkeit zwischen der Wellenanzahl N in einer Registrierung und der normierten maximalen Wellenhöhe (nach LONGUET-HIGGINS, 1952)

N	$\mu \cdot H_{max}/H_{r.m.s}$	N	$\mu \cdot (H_{max})/H_{r.m.s}$
1	2,00	200	6,57
2	2,91	500	7,09
5	3,86	1 000	7,47
10	4,47	2 000	7,82
20	5,02	5 000	8,28
50	5,68	10 000	8,61
100	6,14	100 000	9,61

Für eine Registrierzeit von zum Beispiel 12 Minuten und einem Registrierintervall von 2 Stunden beläuft sich die Aufzeichnung auf $^1/_{10}$ der Gesamtzeit. Bei einer angenommenen Wellenperiode von T = 15 s werden dann etwa 50 Wellen registriert, insgesamt würden jedoch 500 Wellen in 2 Stunden auftreten. Die höchste Welle, die während dieser Zeit aufgetreten ist, kann wie folgt ermittelt werden:

$$H_{max}\,(2\ \text{Std.}) = \frac{\mu \cdot H_{max}}{H_{r.m.s.}}\ \text{für 500 Wellen} \times H_{r.m.s.}$$
$$= 7{,}09 \cdot H_{r.m.s.}$$
$$= 2{,}51 \cdot H$$

Dieser Wert liegt etwa 25 % höher als die höchste während einer 12-Minuten-Registrierung zu erwartende Wellenhöhe mit

$$H_{max}\,(12\ \text{Min.}) = 5{,}68 \cdot H_{r.m.s.}$$
$$= 2{,}01 \cdot H$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Besondere Schwierigkeiten in der Abschätzung maximaler Wellenhöhen bestehen für morphologisch gegliederte Flachwassergebiete. Die Frage der höchsten zu erwartenden Wellenhöhe im Zusammenhang mit der seegangsspezifischen Belastung von Küstenschutzbauten oder Strandabschnitten ist vor allem bei Sturmflutbedingungen und länger andauernden hohen Wasserständen von Interesse.

3.6.4 Statistische Verteilung der Wellenperioden

Es wurde verschiedentlich versucht, ähnlich wie bei den Wellenhöhen Beziehungen zwischen den charakteristischen Wellenparametern T_i herzuleiten.

Generell kann hinsichtlich der Bemessung gesagt werden, daß im Gegensatz zu den Häufigkeitsverteilungen der Wellenhöhen die Frage nach der längsten Welle in einem Seegang oder nach der längsten Welle stark zurücktritt. Die Verteilung der Wellenperioden ändert sich laufend mit der Seegangsentwicklung. Für einen ausgereiften Seegang wird zum Beispiel folgende Verteilung der Wellenperioden angegeben:

$$p(T) \cdot dT = 2{,}7 \cdot \frac{T^3}{T_m^4} \exp\left[-0{,}675 - \left(\frac{T}{T_m}\right)^4\right] dT$$

mit p (T) als Wahrscheinlichkeitsdichte der Wellenperiodenverteilung.

Die Verteilung des Wellenperiodenquadrates T^2, das der Wellenlänge proportional ist, entspricht einer RAYLEIGH-Verteilung (Abb. 22).

Auf Grund von umfangreichen Naturmessungen werden folgende charakteristische Verhältniswerte genannt:

$$T_{1/1_0} \sim T_{H1/3}$$
$$T_{1/3} \sim 1{,}1 \,.\, T_m$$

Diese Werte lassen es gerechtfertigt erscheinen, sich bei Bemessungen auf die mittlere Wellenperiode T_m zu beschränken, wenn keine näheren Untersuchungen durchgeführt werden können.

Es wurden auch Beziehungen zwischen den Wellenperioden und charakteristischen Wellenhöhenparametern untersucht, ohne daß es aber gelungen ist, allgemeingültige Abhängigkeiten angeben zu können.

3.6.5 Spektrale Wellenhöhen- und Periodenparameter

Der vom Standpunkt des Ingenieurs wichtigste Wellenhöhenparameter ist die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ als arithmetischer Mittelwert der 33 % höchsten Wellen einer Wellenaufzeichnung. Um $H_{1/3}$ mit dem Spektrum in Beziehung zu bringen, wird folgende Beziehung verwendet: $H_s = 4\sqrt{m_o}$. H_s wird ebenfalls als signifikante Wellenhöhe bezeichnet, stimmt aber nur in Näherung mit der aus einer Häufigkeitsauswertung (s. Abschn. 3.6.2) gewonnenen $H_{1/3}$-Welle überein.

Zur Bestimmung charakteristischer Wellenperioden eines Spektrums werden im Schrifttum eine Reihe von Parametern vorgeschlagen. Auf der Grundlage der Momente des Spektrums wurden zum Beispiel definiert:

$$T_{m01} = \frac{m_o}{m_1} \text{ als mittlere Wellenperiode}$$

$$T_{m02} = \sqrt{\frac{m_o}{m_2}} \text{ als mittlere scheinbare Wellenperiode}$$

Die sogenannte Peak-Periode T_p (Kehrwert der Peak-Frequenz f_p im Maximum der Energiedichtefunktion) wird gewonnen aus

$$\frac{d}{df}[S(f)] = 0$$

Wie durch numerische Vergleichsrechnungen nachgewiesen wurde, sind T_{m01} und T_{m02} nicht stabil und abhängig vom Frequenzverhältnis f_{HP} / f_p, das heißt von der Grenzfrequenz f_{HP} (cut-off frequency), die bei der numerischen Berechnung eines Spektrums vorgegeben werden muß.

Zur Charakterisierung eines Spektrums werden daher auch die Parameter T_p und Q_p (s. Abschn. 3.4.4) empfohlen.

3.7 Seegangsvorhersage

3.7.1 Allgemeines

Nur in Ausnahmefällen sind verläßliche Seegangsdaten für ein Planungsgebiet vorhanden. Die für eine Baumaßnahme verfügbare Zeit und die erheblichen Kosten lassen vielfach spezielle Seegangsmessungen nicht zu. Es ist daher erforderlich, die für den Entwurf benötigten Seegangsdaten auf theoretischem Wege zu bestimmen.

Für die Vorausberechnung des Seegangs (forecasting) und entsprechend für eine Seegangsnachrechnung (hindcasting) gibt es eine Vielzahl von empirischen Wellenvorhersageverfahren. Sie wurden meist für spezielle Seegangsgebiete entwickelt und sind daher nicht ohne Einschränkungen auf andere Gebiete übertragbar. Vergleichende Untersuchungen haben gezeigt, daß für das Gebiet der südlichen Nordsee das Verfahren von BRETSCHNEIDER vom ingenieurmäßigen Standpunkt brauchbare Ergebnisse liefert. Dieses Verfahren wird auch international häufig angewendet, obwohl auf dem Gebiet der Ozeanographie, speziell durch die JONSWAP-Experimente vor Sylt, erhebliche Fortschritte in der Entwicklung energetischer Seegangsvorhersageverfahren gemacht wurden.

Die Arbeiten der sogenannten, auf den JONSWAP-Messungen aufbauenden NORSWAM-Gruppe (North Sea Wave Model), in der Wissenschaftler der Nordsee-Anliegerstaaten zusammenarbeiten, sind vielversprechend. Das NORSWAM- oder JONSWAP-Seegangsmodell für Tiefwasserbedingungen läßt bereits heute mit guter Genauigkeit die numerische Berechnung von Windsee und Dünung für wechselnde Windsituationen zu. Mit der Erweiterung des Modells im Hinblick auf die Erfassung von Flachwassereinflüssen bis hin zur Brandungszone ist begonnen worden.

Es ist also damit zu rechnen, daß die spektralen (energetischen) Vorhersageverfahren die empirischen Verfahren auch für Aufgaben des Küstenwasserbaus in absehbarer Zeit ablösen werden.

Neben dem BRETSCHNEIDER-Verfahren wird daher im folgenden auch das JONSWAP-Seegangsvorhersageverfahren kurz behandelt.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.7.2 Seegangsvorhersage nach Bretschneider

Das Vorhersageverfahren von Bretschneider liefert die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ und die zugehörige Wellenperiode $T_{H1/3}$ als Funktion der Windgeschwindigkeit U, der Winddauer t, der Streichlänge im Windfeld F und der Wassertiefe d. Die Gleichungen, die den Bretschneider-Diagrammen, die getrennt für Flachwasser ($d \leq L/2$) und für Tiefwasser ($d > L/2$; die Wassertiefe hat dann keinen Einfluß auf die Seegangsparameter) zugrundeliegen, lauten in dimensionsloser Form:

$$\frac{g \cdot t}{U} = 6{,}5882\, e^{\sqrt{0{,}0161\, a^2 - 0{,}3692\, a + 2{,}2024} + 0{,}8798\, a}$$

$$\frac{g \cdot H_{1/3}}{U^2} = 0{,}283 \tanh\left(0{,}530\, b^{0{,}750}\right) \tanh \frac{0{,}0125\, c^{0{,}42}}{\tanh\left(0{,}530\, b^{0{,}750}\right)}$$

$$\frac{g \cdot T_{H1/3}}{2\pi \cdot U} = 1{,}200 \tanh\left(0{,}833\, b^{0{,}375}\right) \tanh \frac{0{,}0770\, c^{0{,}25}}{\tanh\left(0{,}833\, b^{0{,}375}\right)}$$

mit $\quad a = \ln \frac{g \cdot F}{U^2} \qquad b = \frac{g \cdot d}{U^2} \qquad c = \frac{g \cdot F}{U^2}$

(g = Erdbeschleunigung = 9,81 m/s)

Für den Tiefwasserbereich ergeben sich folgende Vereinfachungen:

$$\frac{g \cdot H_{1/3}}{U^2} = 0{,}283 \tanh\left(0{,}0125\, c^{0{,}42}\right)$$

$$\frac{g \cdot T_{H_{1/3}}}{2\pi U} = 1{,}200 \tanh\left(0{,}0770\, c^{0{,}25}\right)$$

(die Ausreifezeit ergibt sich in Sekunden)

In den Abb. 23 und 24 sind diese Beziehungen zwischen $H_{1/3}$, $T_{H_{1/3}}$, U, F und d graphisch dargestellt. Abb. 25 zeigt (für Tiefwasser) die Beziehungen zwischen der Mindestwinddauer t, die für das Ausreifen des Seegangs erforderlich ist, und der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$.

Die Anwendung der Diagramme wird durch die in Tabelle 9 angegebenen Zahlenbeispiele erläutert. Die Randbedingungen für die Seegangsermittlung wurden frei gewählt.

Für die Bestimmung der Fetchlänge sind gegebenenfalls Einflüsse vorgelagerter Inseln, Buchten, Landzungen und so weiter zu beachten, durch die im Gegensatz zur freien See das Windfeld gestört wird. Als Streichlänge ist daher die effektive Streichlänge F_E einzusetzen. Für die Untersuchung von einzelnen Windrichtungen wird der Einzugssektor auf 45° zu jeder Seite der Hauptwindrichtung ausgedehnt und die effektive Streichlänge F_E als gewogenes Mittel der Streichlängen F der einzelnen Segmente errechnet. Dies wird in Abb. 26 an einem Beispiel veranschaulicht.

Da das Bretschneider-Verfahren lediglich die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ und die zugehörige Wellenperiode $T_{H_{1/3}}$ liefert, müssen andere charakteristische Wellendaten nach den in Abschnitt 3.6 angegebenen Beziehungen ermittelt werden.

Hinsichtlich der Abschätzung der maximalen Wellenhöhe H_{max} im Flachwasser wird die folgende Beziehung empfohlen:

$$\frac{H_{max}}{H_{1/3}} = \left(145 \cdot \frac{g \cdot d}{U^2}\right)^{0{,}1} \pm 10\,\%$$

Dieser Maximalwert steigt also mit der Wassertiefe d und sinkt mit der Windgeschwindigkeit U, wie die numerische Auswertung der Gleichung in Abb. 27 zeigt.

Die Gleichung gilt für $\frac{g \cdot d}{U^2} \leq 2{,}5$, und als Grenzwert für $H_{max}/H_{1/3}$ ergibt sich unabhängig von der Windgeschwindigkeit U in Übereinstimmung mit Abschnitt 3.6 ein Wert von rund $2{,}0 \pm 10\,\%$.

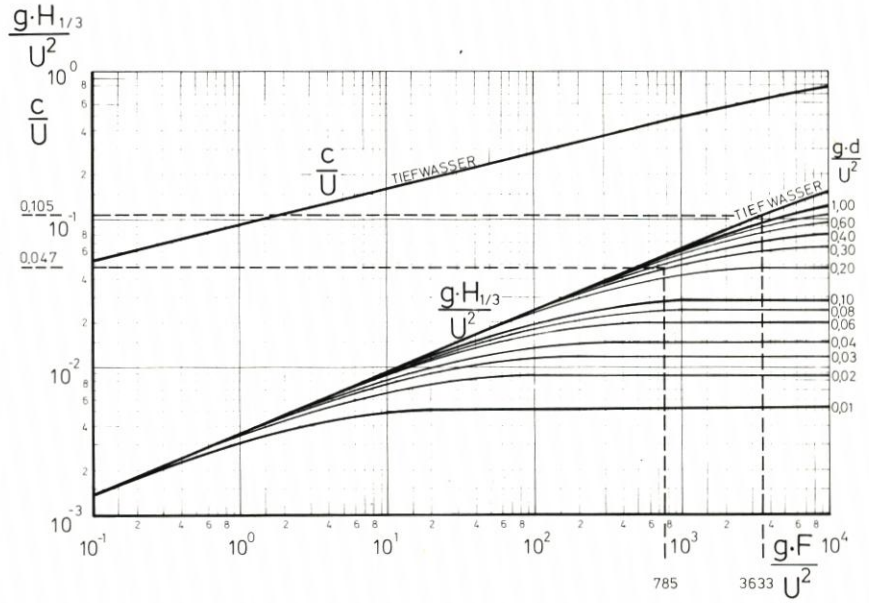


Abb. 23: Streichlängendiagramm („fetch graph") zur Bestimmung der kennzeichnenden Wellenhöhe $H_{1/3}$ (nach SHORE PROTECTION MANUAL, 1977)

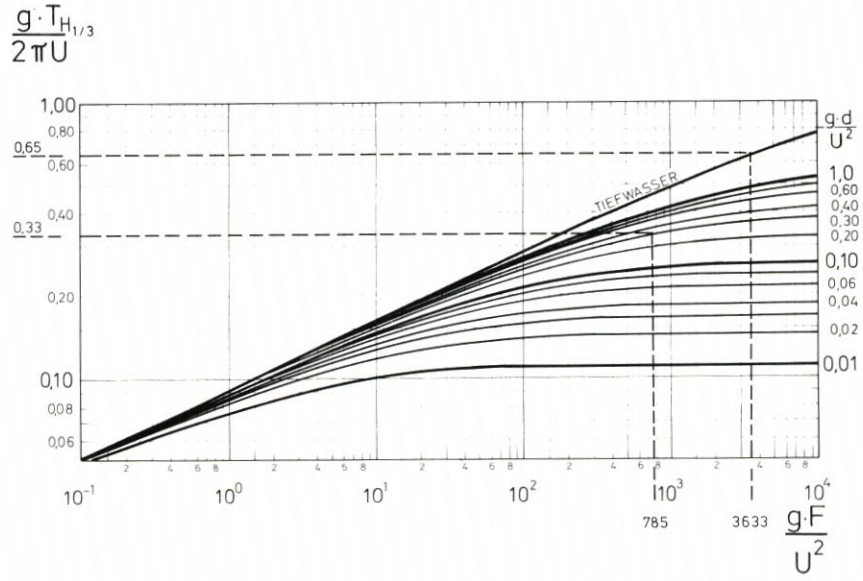


Abb. 24: Streichlängendiagramm („fetch graph") zur Bestimmung der kennzeichnenden Wellenperiode $T_{H_{1/3}}$ (nach SHORE PROTECTION MANUAL, 1977)

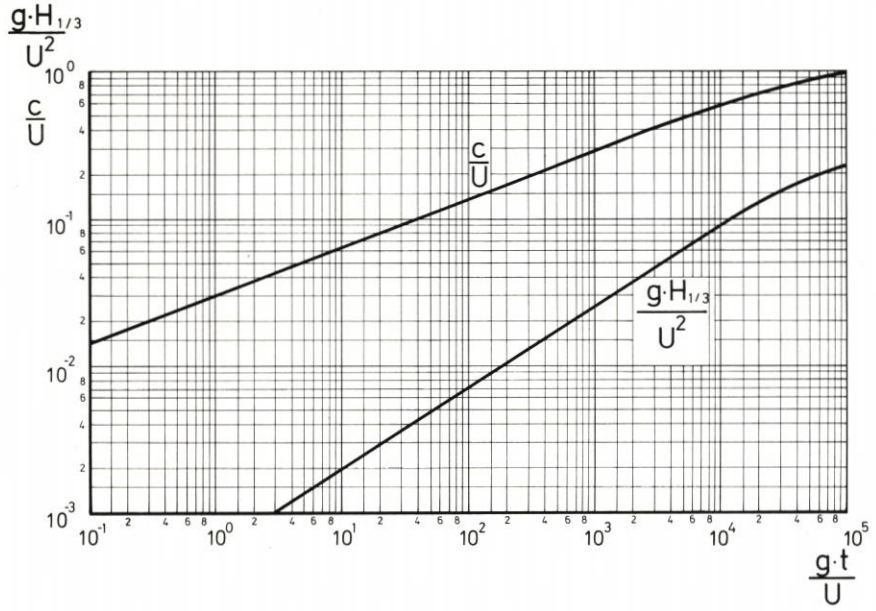
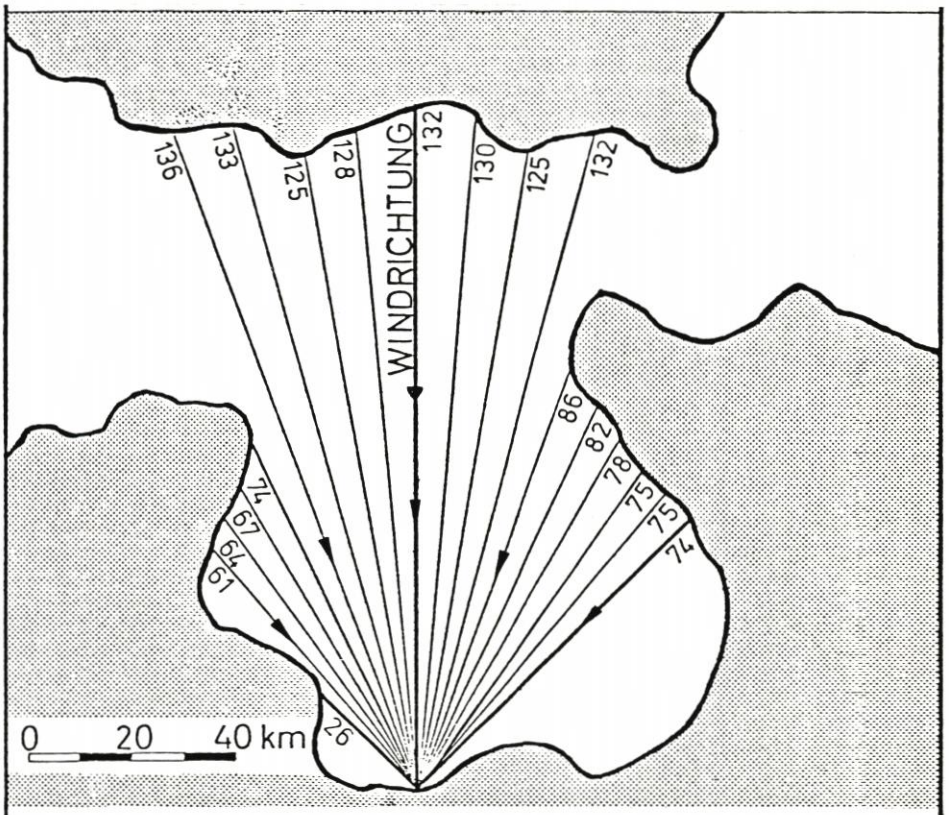


Abb. 25: Winddauerdiagramm („duration graph") zur Bestimmung der Winddauer – gültig nur für Tiefwasser – (nach SHORE PROTECTION MANUAL, 1977)

Tabelle 9
Zusammenstellung von Annahmen, Hilfsgrößen und Ergebnissen für zwei Berechnungsbeispiele

		Flachwasser	Tiefwasser
Annahmen:			
Streichlänge F	km	50	750
Windgeschwindigkeit U	m/s	25	45
Wassertiefe d	m	20	–
Hilfsgrößen:			
$\frac{g \cdot F}{U^2}$ (Abb. 23 u. 24)	–	785	3633
$\frac{g \cdot d}{U^2}$ (Abb. 24)	–	0,314	–
$\frac{g \cdot H_{1/3}}{U^2}$ (Abb. 23)	–	0,047	0,105
$\frac{g \cdot T_{H1/3}}{2 \cdot \pi \cdot U}$ (Abb. 24)	–	0,33	0,65
Ergebnis:			
Wellenhöhe $H_{1/3}$	m	3,0	21,8
$H_{max} = H_{1/3}\left(145 \frac{g \cdot d}{U^2}\right)^{0,1}$	m	4,8	–
Wellenperiode $T_{H1/3}$	s	5,3	18,6
Wellenlänge $L = \frac{g \cdot T^2}{2\pi} \tanh \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L}$	m	43,6	540
Wellengeschwindigkeit C = L/T	m/s	8,2	29
Winddauer t (Abb. 25)	h	–	18,9



α	cos α	X_i	$X_i \cos^2\alpha$
45	0,707	26	12,99
40	0,766	61	35,80
35	0,819	64	42,93
30	0,866	67	50,25
25	0,906	74	60,74
20	0,940	136	120,17
15	0,966	133	124,11
10	0,985	125	121,28
5	0,996	128	126,98
0	1,000	132	132,00
5	0,996	130	128,96
10	0,985	125	121,28
15	0,966	132	123,17
20	0,940	86	75,99
25	0,906	82	67,31
30	0,866	78	58,50
35	0,819	75	50,31
40	0,766	75	44,01
45	0,707	74	36,99
	16,902		1533,77

$$F_E = \frac{\Sigma\, X_i \cos^2\alpha}{\Sigma \cos \alpha}$$

$$F_E = \frac{1533,77}{16,902} = 90,74 \text{ km}$$

Ermittlung der effektiven Streichlänge F_E

Abb. 26: Beispiel für die Ermittlung der effektiven Streichlängen F_E (nach SHORE PROTECTION MANUAL, 1977)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

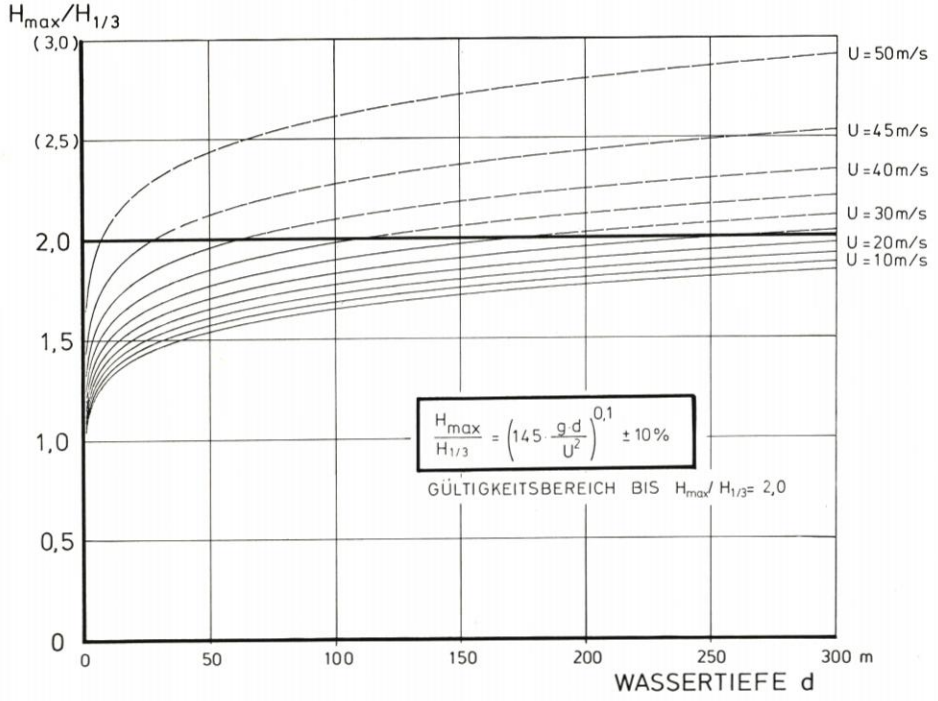


Abb. 27: Verhältnis der Wellenhöhen $H_{max}/H_{1/3}$ in Abhängigkeit von der Wassertiefe für Windgeschwindigkeiten von U = 5 bis 50 m/s und Flachwasserbedingungen (nach BRETSCHNEIDER, 1956)

3.7.3 JONSWAP-Seegangsvorhersage

Da die dimensionslose Darstellung des JONSWAP-Spektrums (s. 3.4.3) lediglich die Form des Spektrums charakterisiert, müssen für die praktische Seegangsvorhersage Beziehungen zu geeigneten Wind- und Fetchparametern hergestellt werden.

Die folgenden Gleichungen werden verwendet:

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

$\gamma = 3,2;\ \sigma_a = 0,07;\ \sigma_b = 0,09$ (vgl. Abb. 19)

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

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

In den Gleichungen, die geringfügige Abweichungen gegenüber den ersten Veröffentlichungen der JONSWAP-Messungen aufweisen, sind

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

dimensionslose Parameter, worin die Windgeschwindigkeit U in m/s, die Peakfrequenz in H_z und g die Erdbeschleunigung = 9,81 m/s² bedeuten. Die Streichlänge x ist in m einzusetzen.

Die Wellenhöhe H ist die aus dem Spektrum berechnete signifikante Wellenhöhe H_s ($H_s = 4\sqrt{m_o}$; Abschn. 3.6), die in Näherung der $H_{1/3}$-Welle entspricht, obwohl diese grundsätzlich anders ermittelt wird.

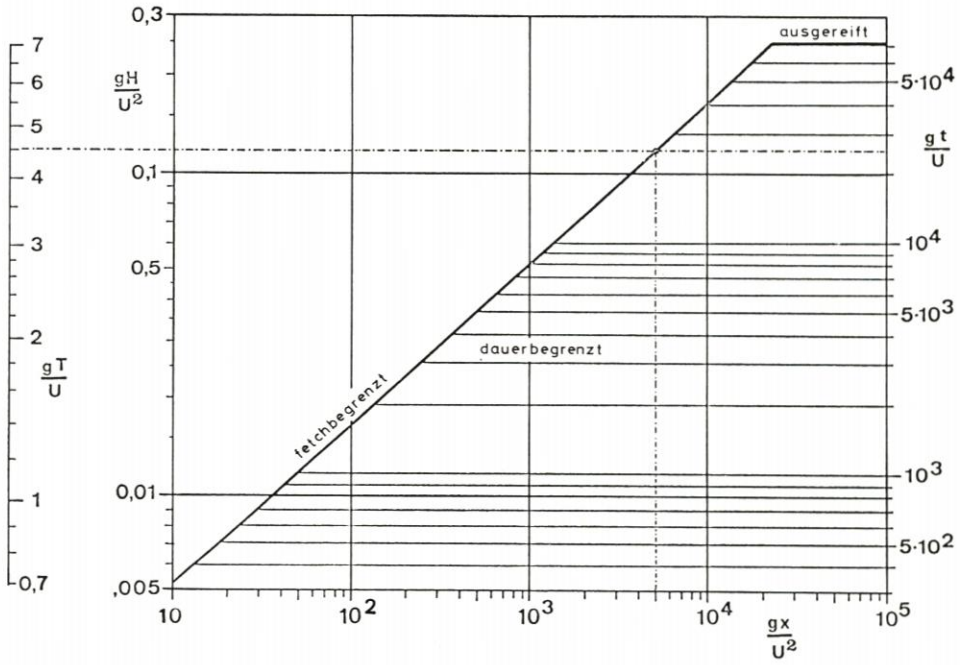


Abb. 28: Dimensionale Darstellung von fetch- und dauerbegrenztem Windseegang (nach RICHTER, 1979)

In dem in Abb. 28 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 ersetzt.

In das Diagramm ist folgendes Beispiel eingetragen

$$\frac{g \cdot x}{U^2} = 5 \cdot 10^3;\ \frac{g \cdot H}{U^2} = 0{,}117;\ \frac{g \cdot T}{U} = 4{,}53;\ \frac{g \cdot t}{U} = 2{,}48 \cdot 10^4$$

Wird eine Windgeschwindigkeit von 20 m/s zugrundegelegt, 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.

3.8 Abschätzung von Extremwellen–Langzeitstatistik

3.8.1 Allgemeines

In der Regel liegen Seegangsdaten nur als Kurzzeitmessungen vor, und es ist daher notwendig, die vorhandenen Daten in statistischem Sinne abzusichern. Vor allem, wenn ein

Bauwerk gegen extreme Seegangsbedingungen bemessen werden soll, ist eine Langzeitstatistik zu erstellen, in der aus zeitlich begrenzten Messungen auf zum Beispiel ein Jahrhundertereignis geschlossen wird.

Hierzu müssen die aus Einzelmessungen gewonnenen Seegangsparameter, zum Beispiel $H_{1/3}$ oder H_{max}, nach Häufigkeiten und gegebenenfalls jahreszeitlichen Schwankungen ausgewertet und so dargestellt werden, daß eine Extrapolation auf den Bemessungszeitraum möglich ist.

Gebräuchliche Darstellungsarten der Überschreitungshäufigkeiten bestimmter Wellenhöhen oder -perioden sind die Gausssche Normalverteilung, die logarithmische Normalverteilung, die Rayleigh-Verteilung oder die Weibull-Verteilung. Letztere kann als verallgemeinerte Exponentialverteilung aufgefaßt werden. Sie enthält die Normalverteilung als Sonderfall und kann, da sie vielfältige unsymmetrische Kurvenformen annehmen kann, besonders gut für eine Langzeitstatistik des Seegangs angewendet werden.

Extremwert-Wahrscheinlichkeitspapiere strecken bestimmte Verteilungsfunktionen zu Geraden und eignen sich daher besonders für die graphische Auswertung.

Wenn irgend möglich, sind zur Festlegung der Bemessungswelle Fremdmessungen und statistische Unterlagen über das großräumige Seegangsklima heranzuziehen und aus einer Analyse der Windverhältnisse im Planungsgebiet die gemessenen Daten über eine Wellenvorhersage unter Beachtung von Flachwasser- und Diffraktionseinflüssen abzusichern.

3.8.2 Extrapolation von Wellenmeßdaten

Eine Abschätzung von extremen Wellen auf der Grundlage von kurzzeitigen Wellenmessungen auf lange Zeiträume, zum Beispiel von 100 Jahren, muß natürlich mit Vorbehalten beurteilt werden. Wenn jedoch Abschätzungen erforderlich sind, dann bieten sich Verfahren der Extremwertstatistik an, die zum Beispiel auch für die Untersuchung von Extremsturmfluten herangezogen werden.

Wellenmessungen, die gewöhnlich nach ihren Kennwerten der Höhe und der Periode ausgewertet werden, können als jeweilige Wertepaare aus einer charakteristischen Wellenhöhe H und der zugehörigen Wellenperiode T in einem Histogramm dargestellt werden (z. B. $H = H_{1/3}$, $T = T_{H1/3}$).

Für jedes Wertepaar von H und T kann eine den momentanen Verhältnissen genügende Rayleigh-Verteilung angegeben werden:

$$P(H/H_i, T_j) = 1 - \exp.\ (-2H^2/H_j^2)$$

Eine Aufsummierung der Einzelverteilungen unter gleichzeitiger Berücksichtigung ihrer zeitlich prozentualen Anteile über das gesamte Histogramm führt zu einer Langzeit-Verteilungsfunktion $P_{LZ}(H')$

$$P_{LZ}(H') = \text{Wahrscheinlichkeit}\ (H \leqq H')$$

$$P_{LZ}(H') = 1{,}0\ [\underset{ij}{\Sigma\Sigma}\ \exp.\ \{-2(H'/H_i)^2\}\ n_{ij} / T_j] / \overline{N}$$

wobei n_{ij} der Zeitanteil ist, für den folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

$$H - \frac{\Delta H}{2} \leq H \leq H_i + \frac{\Delta H}{2} \text{ und}$$

$$T_i - \frac{\Delta T}{2} \leq T \leq T_i + \frac{\Delta T}{2}$$

$\overline{N}$ ist die langzeitige durchschnittliche Wellenanzahl in der Zeiteinheit

$$\overline{N} = \Sigma\Sigma_{ij} n_{ij} / T_j$$

Die so gefundene langzeitige Wellenhöhenverteilung kann anschließend auf eine gewählte Wiederkehrperiode („return period") extrapoliert werden, wobei zum Beispiel die einzelnen Werte einer WEIBULL-Verteilungsfunktion

$$P(H) = 1 - \exp.\left[-\left(\frac{H-\alpha}{\beta}\right)^{\gamma}\right]$$

oder einer GUMBEL-Verteilungsfunktion

$$P(H) = \exp.\left[-\exp.\left\{-\left(\frac{H-\delta}{\xi}\right)\right\}\right]^{\gamma}$$

angeglichen werden können.

Die Parameter α, β und γ sowie σ und ξ müssen über die einzelnen verwendeten Werte bestimmt werden.

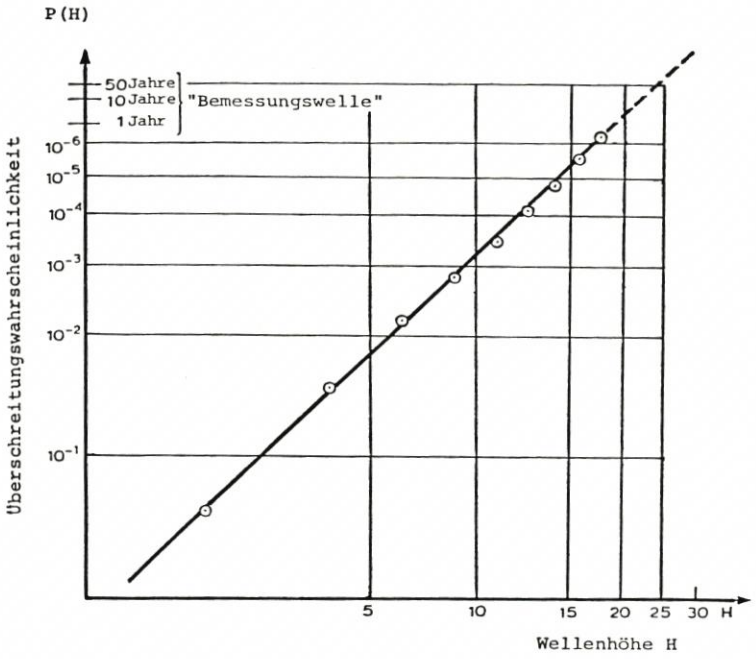


Abb. 29: Langfristige Häufigkeitsverteilung von einzelnen Wellenhöhen nach WEIBULL (nach HOLMES, 1977)

Als Beispiel zeigt die Abb. 29 auf der Grundlage der Werte in Abb. 30 die Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen auf einem WEIBULL-Wahrscheinlichkeitspapier. Die Achsen wurden so gewählt, daß sich in Anlehnung an die WEIBULL-Verteilungsfunktion eine Gerade für die Einzelwerte ergibt.

Die Gleichung für die WEIBULL-Verteilung kann wie folgt umgeschrieben werden:

$$\log_e [\log_e (1 - P(H))^{-1}] = \gamma \cdot \log_e (H - \alpha) - \gamma \log_e \beta$$

Wellenperiode T (s)

Wellenhöhe H (m)	4·5	5·5	6·5	7·5	8·5	9·5	10·5	11·5	12·5	13·5
0·3	14	40	34	8						
0·9	64	159	135	40	4					
1·5	18	103	164	78	24	2				
2·1	6	53	126	95	33	7	1			
2·7		19	103	72	41	8	2			
3·3		9	46	71	31	3	1			
3·9		1	23	63	38	6	1			
4·5			6	20	31	10	2	1		
5·1			5	13	15	12	1			
5·7			1	9	4	6	3			
6·3				2	2	4	2			2
6·9					1	3	7			
7·5				1	1		4		2	
8·1					2					
8·7						2	2			
9·3										2

Häufigkeitsverteilung von
1924 Meßwerten

Abb. 30: Beispiel eines Histogrammes, das von zwei Parametern (H und T) abhängt (nach HOLMES, 1977)

Die Darstellung von $\log_e [\log_e (1 - p(H))^{-1}]$ in Abhängigkeit von $\log_e (H-\alpha)$ in Abb. 29 zeigt eine hinreichende Anpassung an eine Gerade. Das Vorgehen entspricht etwa einem quadratischen Ausgleich.

Generell bleibt aber bei einer Extrapolation die Frage offen, ob der zugrundeliegende Zeitraum auch als repräsentativ für den gesamten Extrapolationszeitraum angesehen werden kann. Im ungünstigsten Fall liegen nur Messungen über ein Jahr und weniger vor, die dann für Extrapolationsuntersuchungen herangezogen werden müssen. Aber selbst wenn Meßreihen von 10 Jahren und mehr für die Häufigkeitsuntersuchungen herangezogen werden können, kann eine Bemessungswelle, die einmal in 50 oder 100 Jahren zu erwarten ist, nicht mit letzter Sicherheit bestimmt werden. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich immer, mehrere Verfahren anzuwenden und die Bemessungswelle der Größenordnung nach so eng wie möglich einzugrenzen.

4. Strömungen im küstennahen Raum

4.1 Allgemeine Unterscheidung von Strömungen

Im küstennahen Raum werden die dort auftretenden Strömungen je nach Herkunft folgenden Gruppen zugeordnet:

1. ozeanographische Strömungen und Winddriftströmungen
2. Tideströmungen

3. Dichteströmungen
4. wellenerzeugte Strömungen

Die großräumigen ozeanischen Strömungen und die Tideströmungen sind örtlich nahezu gleichförmig, das heißt, sie ändern sich nicht nennenswert im Verlaufe 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 hängen im wesentlichen von langperiodischen Klimaschwankungen (z. B. Jahreszeiten) ab.

Die Geschwindigkeiten wellenerzeugter Strömungen sind im Brandungsbereich sehr hoch; hinzu kommen durch die brechenden Wellen starke Turbulenzen. Die Strömungen, die mit den Wellen einmal küstennormal (Abb. 31) und dann wieder aus wechselnden Richtungen schräg zur Küste (Abb. 32) auflaufen, können auf zweifache Weise Strandmaterial bewegen:

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.

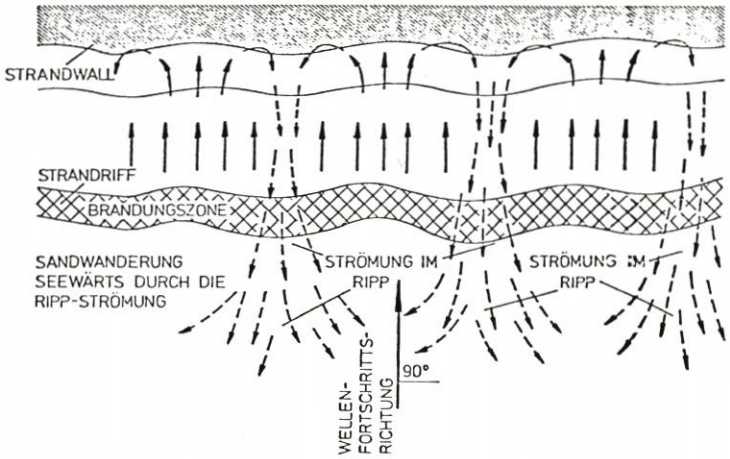


Abb. 31: Strömung und Sandwanderung bei senkrechtem Wellenangriff (nach HENSEN, 1957)

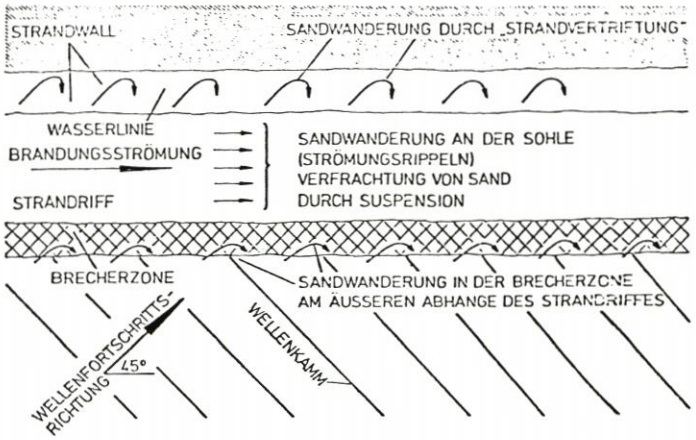


Abb. 32: Strömung und Sandwanderung bei schrägem Wellenangriff (nach HENSEN, 1957)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2. Unter gewissen Umständen können die Strömungen auch Sedimentpartikel unmittelbar berühren und verlagern.

Die durch Wellen hervorgerufenen Strömungen im küstennahen Gebiet werden weiterhin wie folgt unterschieden:

1. sohlnahe Rückströmung
2. Rippströmungen
3. Brandungsströmungen und Gefälleströmungen
4. Küstentriftströmungen seewärts der Brandungszone

Im folgenden wird auf die wellenerzeugten Strömungen und die Gezeitenströmungen eingegangen, soweit es im Hinblick auf den Entwurf und die Bemessung von Küstenschutzbauwerken wichtig ist.

4.2 Orbitalbewegung der Wellen

4.2.1 Orbitalbahnen und Orbitalgeschwindigkeiten einer fortschreitenden Welle

Es ist zum Beispiel aus der linearen Wellentheorie bekannt (s. Abschn. 3), daß sowohl die Länge der Orbitalbahnen als auch die Orbitalgeschwindigkeiten monoton mit zunehmender Tiefe unter dem Ruhewasserspiegel abnehmen (Abb. 33). 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.

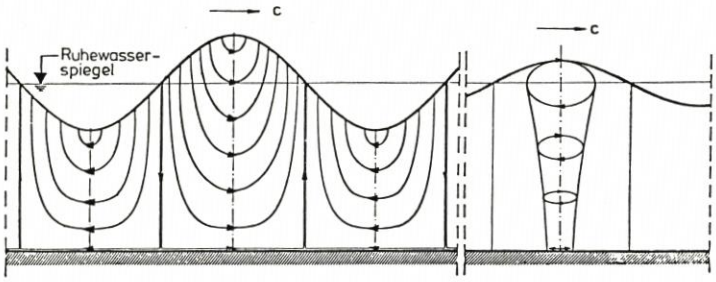


Abb. 33: Stromlinien (links) und Orbitalbahnen (rechts) unter einer fortschreitenden Welle mit Grundberührung

Die Orbitalgeschwindigkeiten V können in die waagerechten und senkrechten Komponenten u und w zerlegt werden. Die entsprechenden Gleichungen der Geschwindigkeitskomponenten sind in den Tabellen 4 bis 6 angegeben.

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) und so weiter. Sie sind in Abb. 34 für ihre Größtwerte unter dem Wellenberg und dem Wellental für den Fall einer fortschreitenden Sinuswelle (lineare Wellentheorie) zur Verdeutlichung gegenübergestellt.

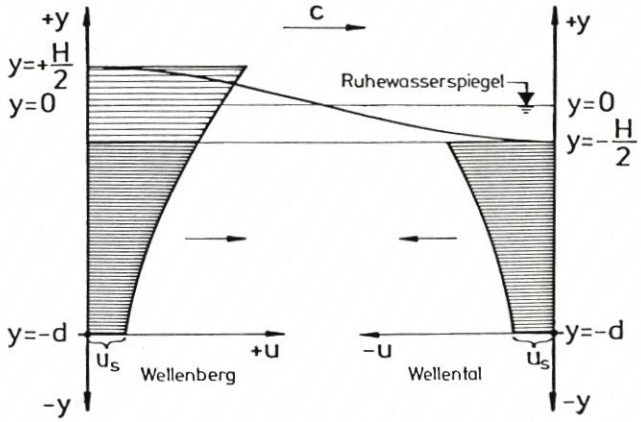


Abb. 34: Schematische Darstellung der Abnahme der Horizontalkomponenten und der Orbitalgeschwindigkeiten mit der Wassertiefe

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.

4.2.2 Strömungsgeschwindigkeiten einer stehenden Welle

Das Stromlinienbild der stehenden Welle ist in der Art gegenüber dem einer fortschreitenden Welle verschoben, daß die Trennlinien zwischen den Strömungszellen bei $x = 0$, $x = L/2$, $x = L$ und so weiter (Schwingungsbäuche) liegen; die größten Geschwindigkeiten finden sich an den Knoten (Abb. 35). Die waagerechten (u) und senkrechten (w) Komponenten der Strömungsgeschwindigkeiten ergeben sich zum Beispiel aus der linearen Wellentheorie wie folgt:

$$u = \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin(kx) \cdot \cos(\sigma t)$$

$$w = -\frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos(kx) \cdot \cos(\sigma t)$$

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).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

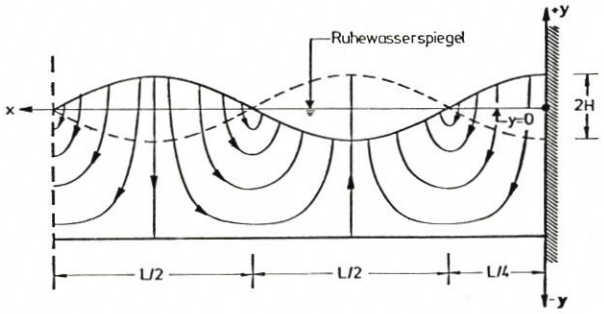


Abb. 35: Schematisches Stromlinienbild einer stehenden Welle

4.3 Brandungsströmungen

Uferparallele Brandungsströmungen treten auf, wenn Wellen im spitzen Winkel auf die Küstenlinie treffen. Im Gegensatz zu alternierenden Orbitalströmungen können sie als eine Ausgleichsströmung angesehen werden, die durch das Gleichgewicht von Wellenenergie und Reibungsverlusten in Bewegung gehalten wird. Neben den Orbitalströmungen werden der 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 wie bisher als stationäre Strömungen behandelt werden dürfen, denn die mittleren Geschwindigkeiten bis 1,5 m/s an der Sohle schwankten um ± 100 % (bis maximal 3,0 m/s) mit bis zu 9 periodischen Schwankungen innerhalb einer Wellenperiode. Auf diese Erscheinungen sind die hohen Transportkräfte für den Küstenlängstransport zurückzuführen.

Mit dem Brecherkammwinkel θ_b (Winkel zwischen Wellenkammrichtung und Küstenlinie) und der Brecherhöhe H_b in m kann die mittlere Brandungsstromgeschwindigkeit $\bar{v}_L$ in m/s

$$\bar{v}_L = H_b^{1/2} \cdot \sin 2\,\theta_b$$

überschläglich ermittelt werden.

4.4 Tideströmungen

In den Weltmeeren können die Gezeitenströme nicht aus einer oberflächlichen Beobachtung heraus bestimmt werden, weil ständige Ströme und kurzfristige Strömungen – meist meteorologischen Ursprungs – die reine Gezeitenwirkung verdecken. Den einfachsten Verlauf zeigen Gezeitenströme in den Flüssen, wo es nur zwei Stromrichtungen, den ein- oder auslaufenden Strom, gibt. Im Wattenmeer ist es ungleich schwieriger, ein richtiges und umfassendes Bild von den Gezeitenströmen zu gewinnen, weil sie dort durch Prielsysteme und Seegaten in bestimmte Richtungen gelenkt werden und sich nicht frei entfalten können.

Über die verschiedene Stärke des Gezeitenstroms bei Spring- und Nippzeit gibt es keine allgemeingültigen Regeln. Als Faustregel gilt, daß die Unterschiede etwa $^1/_5$ der mittleren Stärke des Stroms betragen. Zwischen den Gezeitenströmungen und den vorherrschenden Tidehüben gibt es keinen unmittelbaren Zusammenhang.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

In Tab. 10 werden für drei ausgewählte Orte im Bereich der deutschen Nordseeküste die maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten aufgeführt, um zum Teil erhebliche Abweichungen der Flut- und Ebbeströmungen zu veranschaulichen. Einen vollständigen Überblick über die Gezeitenströme vermittelt der vom Deutschen Hydrographischen Institut herausgegebene „Atlas der Gezeitenströme für die Nordsee, den Kanal und die britischen Gewässer" (Nr. 245, Hamburg, 1963).

Tabelle 10
Unterschiedliche Tideströmungsgeschwindigkeiten im Bereich der deutschen Nordseeküste

Gebiet	Maximale Tideströmung in m/s	
	Flut (v_f)	Ebbe (v_e)
Umgebung Sylt	1,4	1,0
Einfahrt von Cuxhaven	1,0	2,6
Außenweser	1,5	1,85

Zu den Gezeitenströmungen in Flüssen ist zu bemerken, daß im Falle reiner Tideströmung, also ohne Oberwasserabfluß, die Verteilung von Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten im allgemeinen annähernd spiegelbildlich ist. Zum Vergleich sollen die Tideströmungen für zwei Gebiete gegenübergestellt werden, nämlich einmal die des nahezu zuflußfreien Jadebusens (Abb. 36) und zum anderen die der Elbe bei Cuxhaven (Abb. 37). An der engsten Stelle des Jadebusens, bei Wilhelmshaven, treten quasi alternierende Ströme auf, so daß von einer Strombilanz gesprochen werden kann. Die Kenterzeiten fallen fast mit den Eintrittszeiten der Hoch- und Niedrigwasser zusammen. Im Gegensatz dazu veranschaulicht Abb. 37 für die Elbe Verspätungen der Kenterzeiten gegenüber Tidehoch- und Tideniedrigwasser.

Die Verschiebung der Kenterzeiten ist sehr verschieden möglich. Als Anhaltspunkt kann davon ausgegangen werden, daß die Tideströmungen meistens nur an Orten mit freier

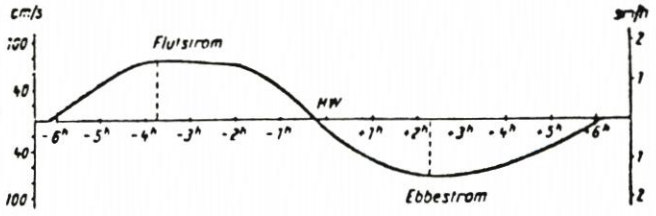


Abb. 36: Verlauf der Tideströmungen in der Jade bei Wilhelmshaven zur Springzeit

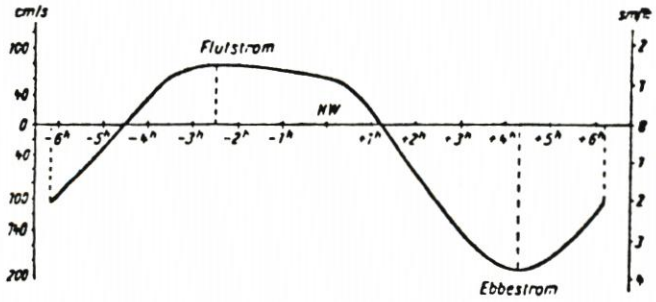


Abb. 37: Verlauf der Tideströmungen in der Elbe bei Cuxhaven

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Küstenlage, etwa mit Hoch- und Niedrigwasser, zusammenfallen. In Kanälen und Orten mit tiefer Buchtenlage und in Tideflüssen können Zeitunterschiede von mehreren Stunden auftreten. Außerdem ist darauf hinzuweisen, daß die Kenterzeit an einem Ort nicht von der Oberfläche bis zur Sohle dieselbe ist. Das ist in Brackwassergebieten der Fall, wo das schwerere Seewasser beim Kentern von Ebbe auf Flut zuerst an der Sohle als Unterströmung einströmt, während sich das leichtere Süßwasser an der Oberfläche noch seewärts bewegt; beim Kentern von Flut auf Ebbe ist es entgegengesetzt.

4.5 Winddriftströmungen

An der Wasseroberfläche erzeugt der Wind eine Driftstromgeschwindigkeit, für die aus der Ozeanographie die Regel gilt, daß sie etwa das 0,03- bis 0,04fache der Windgeschwindigkeit beträgt. Danach ergibt sich bei einer Windgeschwindigkeit von zum Beispiel 5 m/s (Bft 3) eine Oberflächengeschwindigkeit von rund 15 cm/s.

5. Eisgang

5.1 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 zum Beispiel um das Studium der Kristallisationsformen, der Temperaturleitfähigkeit, der Bestimmung der Dichte und der Veränderungen mit der Temperatur oder der Gefrierveränderungen infolge verschiedener Beimengungen.

In den vergangenen drei Jahrzehnten hat sich die Eis-Ingenieurforschung als neue Disziplin entwickelt. Anfänglich ging es hierbei hauptsächlich um die Errichtung von Militärbasen in der Arktis, wofür zum Beispiel 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

5.2 Eisbildung und Arten von Eis

5.2.1 Allgemeines

Reines, luftgesättigtes Wasser hat die größte Dichte von 1,0 g/cm^3 bei + 4° C und gefriert bei 0° C. Durch das Vorhandensein von gelöstem Salz nimmt die Gefriertemperatur mit dem Salzgehalt linear ab (Abb. 38, Kurve 1); Meerwasser mit einem Salzgehalt von 35 ‰ gefriert

zum Beispiel erst bei $-1{,}8°$ C. Auch die Temperatur, bei der die größte Dichte im Wasser auftritt, sinkt mit zunehmendem Salzgehalt (Abb. 38, Kurve 2), aber nur bis $-1{,}33°$ 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.

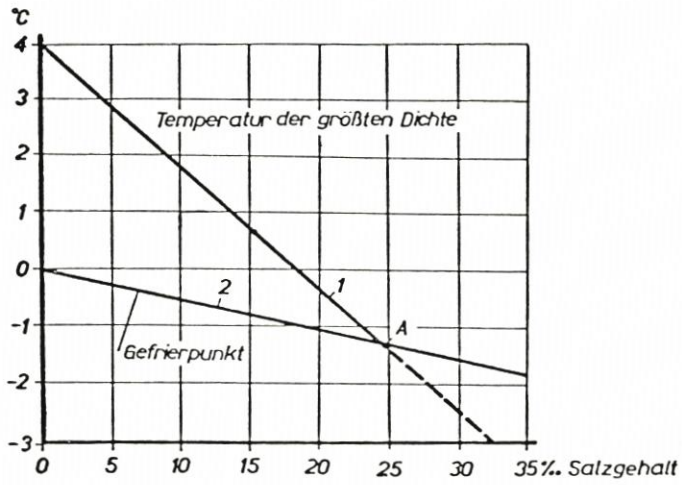


Abb. 38: Veränderung des Gefrierpunktes und der Temperatur des Dichtungsmaximums mit dem Salzgehalt (nach POUNDER)

5.2.2 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 absinkt. 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 beim Süßwasser, weil das Dichtemaximum des Meerwassers um rund 6 °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 Turbulenz wird der Temperaturaustausch im Wasser beschleunigt, so daß der Gefrierpunkt früher erreicht wird.

5.2.3 Bildung von Salzwasser-Eis (Meer-Eis)

Wenn ruhiges Salzwasser gefriert, bilden sich kleine, scheibenförmige Kristallplättchen mit regelmäßiger Anordnung der Sauerstoff- und Wasserstoffatome im hexagonalen Kristallgitter (Abb. 39). Aus Stabilitätsgründen schwimmen die Eisplättchen zu Beginn der Eisbil-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

dung 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 ± 5° waagerecht. Diese Ausrichtung wird durch die unterschiedliche Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Kristallebenen bestimmt. Messungen haben ergeben, daß die Wärmeleitfähigkeit in der Basisebene des Salzwasser-Eises 25 bis 50 % größer ist als in der

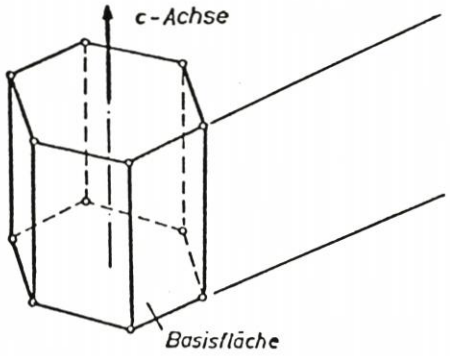


Abb. 39: Vereinfachtes Modell eines hexagonalen Kristallgitters

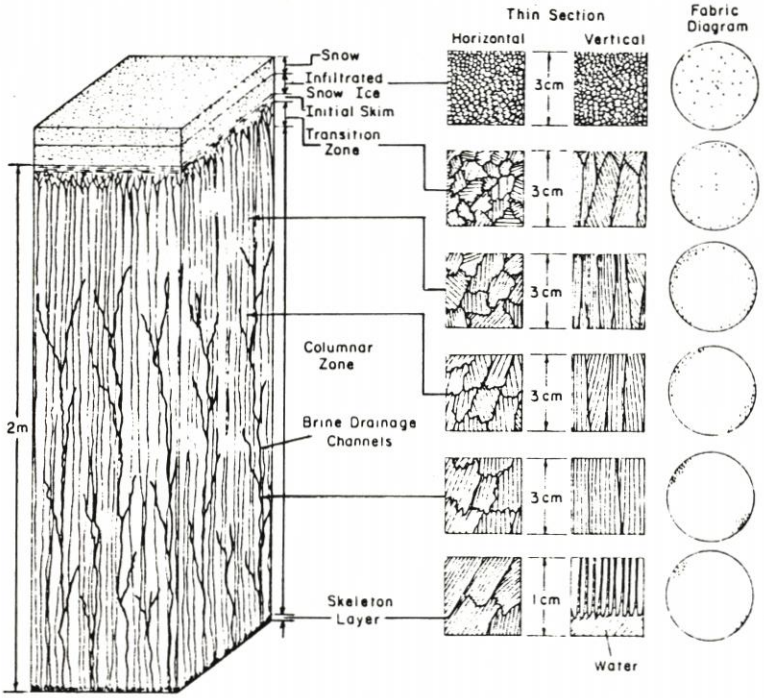


Abb. 40: Schematische Darstellung mit den verschiedenen Schichten von einjährigem Meer-Eis (nach SCHWARZ u. WEEKS, 1977)

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 Salzlauge ab, so daß die Eisplättchen selbst aus reinem Eis bestehen. Die Salzlauge wird zwischen den Eisplättchen in 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 Eisbrükken gebildet haben.

Wie in Abb. 40 schematisch dargestellt, können beim Meer-Eis mindestens vier Schichten unterschieden werden:

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

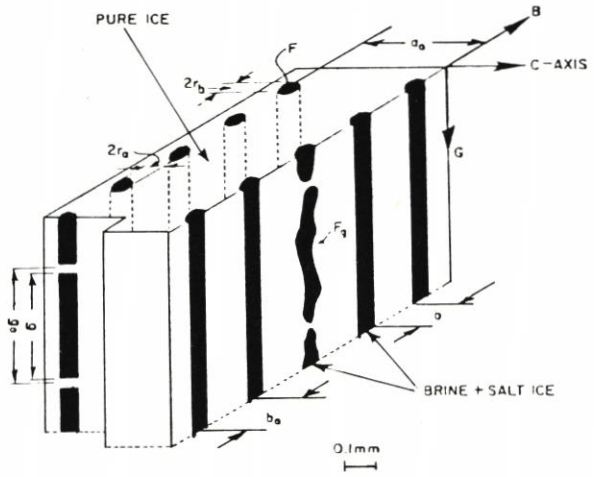


Abb. 41: Modell der Struktur des Salzwasser-Eises (nach ANDERSON, 1958; WEEKS und ASSUR, 1967)

Durch Mikroaufnahmen sind die Größenverhältnisse der Salzlaugenzellen und deren Verteilung im Eiskristall bestimmt und danach das auf Abb. 41 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 Salzlaugenzellen als senkrechte Kanäle mit elliptischem Querschnitt. Die mittlere Länge der Salzlaugenzellen wird mit „g" und der mittlere Abstand zwischen den Zellen in Längsrichtung mit „g_o" bezeichnet.

Zwischen der Festigkeit des reinen Eises (σ) und der des Salzwasser-Eises (σ_0) läßt sich allein aufgrund der Verminderung der wirksamen Fläche durch die Salzlaugenzellen folgende Beziehung aufstellen:

$$\sigma = \sigma_o (1 - \psi)$$

Darin ist σ_o = Festigkeit eines Eises ohne Salzgehalt
ψ = prozentuale Querschnittsverminderung durch die Salzlaugenzellen

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Aus zahlreichen Versuchen hat sich zumindest bis zu einem bestimmten Salzlaugenanteil ergeben, daß die Festigkeit σ 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 Salzlaugenvolumen v_b wird einmal durch den Salzgehalt des Wassers bestimmt, aus dem sich das Eis bildet, zum anderen ändert sich dieses Salzlaugenvolumen auch mit der Zeit und mit der Temperatur. Bei $-$ 8,2° C beginnt sich die Salzlauge $Na_2SO_4 \cdot 10\ H_2O$ und bei $-$ 22,9° C die Kochsalzlösung $NaCl \cdot 2H_2O$ zu verfestigen. Erst bei $-$ 54° 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 Salzlaugenanteils tritt mit der Zeit dadurch ein, daß die gewöhnlich senkrecht angeordneten Salzlaugenzellen aus Gründen der Schwerkräfte und zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes von Temperatur und Salzlaugenkonzentration 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 erniedrigt den Salzgehalt im Eis ebenso wie eine Zunahme der Eisdicke.

5.2.4 Bildung von Süßwasser-Eis

Das Süßwasser-Eis unterscheidet sich vom Salzwasser-Eis im wesentlichen dadurch, daß

1. die Salzlaugenzellen 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 Salzwasser-Eis senkrecht. Darunter schwankt beim reinen Eis die Richtung der c-Achse; sie ist aus bisher nicht erklärbaren Gründen teilweise senkrecht und teilweise waagerecht ausgerichtet. Entsprechend der Entstehung, der Struktur und der Textur für das Frischwasser-Eis 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 Salzwasser-Eis an den Oberflächen der Plättchen und von den Salzlaugenzellen aus. Dadurch schmilzt das Salzwasser-Eis früher und schneller als das reine Eis.

5.2.5 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 herrscht. 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 solches 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° 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 Kristall-Eis ist aber nur als Entwicklungsstufe für die sich anschließende Schollenbildung anzusehen. Wenn Schwebeis oder Kristall-Eis 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.

5.2.6 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° 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 Tideniedrigwasser 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.

5.3 Eisfestigkeiten

5.3.1 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 bisher in zwei Berichten Empfehlungen über das Prüfen von Eisfestigkeiten im Druckversuch, Zugversuch und Biegeversuch ausgearbeitet hat (Journal of Hydraulic Research, 18, No. 2, 1980).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

5.3.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Frischwasser-Eis und von Meer-Eis ist in hohem Maße von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit steigt die Druckfestigkeit zunächst an, erreicht bei einer Verformungsgeschwindigkeit von $\varepsilon = 0.003\ s^{-1}$ ein Maximum und fällt dann bei höheren Verformungsgeschwindigkeiten wieder ab. Die Abb. 42 zeigt eine solche Abhängigkeit für drei verschiedene Eistemperaturen und 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 Frischwasser-Eis (Elbe-Eis) sind in Abb. 43 dargestellt. Wenn bei der Berechnung des Eisdrucks auf Bauwerke eine Bezugsfestigkeit zugrundegelegt werden soll, dann sind die hinsichtlich der Verformungsgeschwindigkeit maximalen Festigkeitswerte anzusetzen, weil die maximale Festigkeit liefernde Verformungsgeschwindigkeit bei jedem Eisdruckvorgang vorkommt.

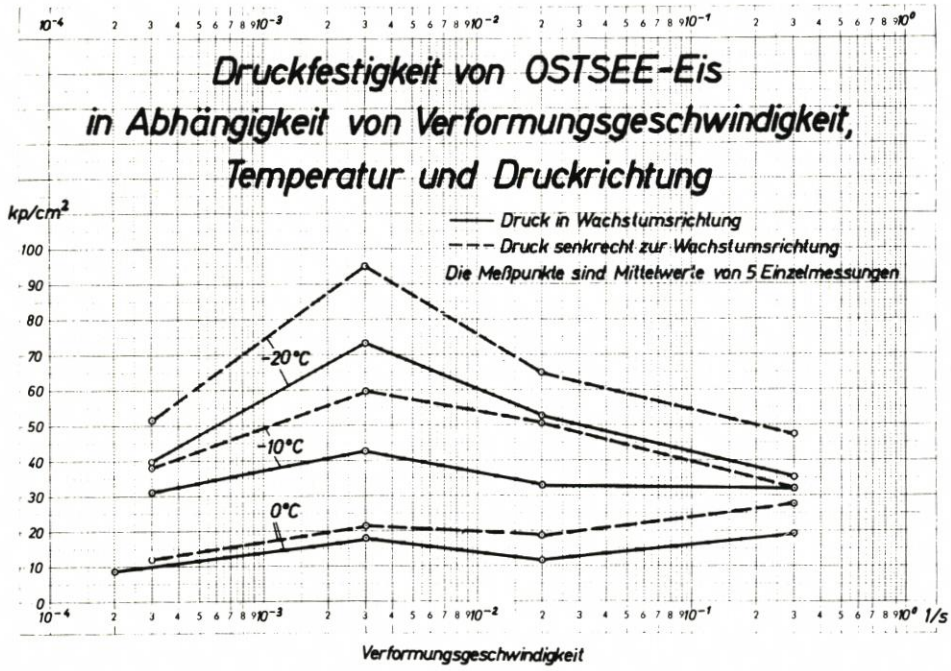


Abb. 42: Würfeldruckfestigkeit von Ostsee-Eis (Meer-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

Mit sinkender Temperatur des Eises steigt die Festigkeit stark an, und zwar die des Frischwasser-Eises um 450 kN/m² je Grad C und die des Meer-Eises (Ostsee) um 250 kN/m² je Grad C. Mit zunehmendem Salzgehalt oder Salzlaugenvolumen im Eis, v_b, nimmt die Festigkeit des Meer-Eises dagegen ab, und zwar als Funktion der Wurzel des Salzlaugenvolumens. Als Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Salzlaugenvolumen wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$\sigma_c = 16{,}5 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}275}}\right) \text{N/m}^2$$

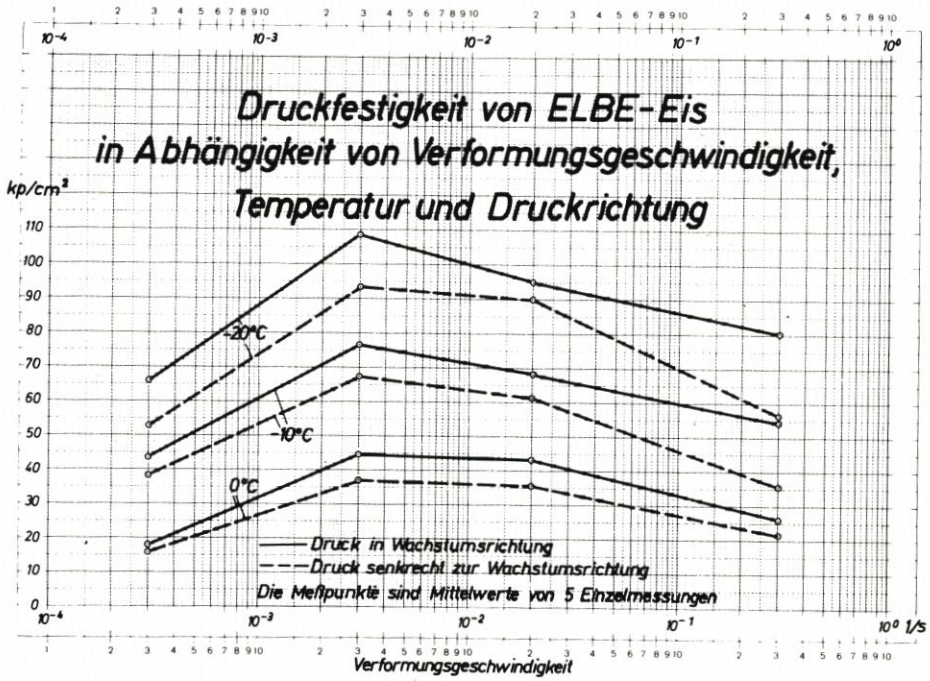


Abb. 43: Würfeldruckfestigkeit von Elbe-Eis (Frischwasser-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

Diese Gleichung ist aus Versuchsergebnissen entwickelt worden.

Untersuchungen über den Einfluß der Druckrichtung zur Kristallrichtung haben ergeben, daß die Festigkeit des Frischwasser-Eises etwa um 20 % größer ist, wenn das Eis parallel zur Wachstumsrichtung abgedrückt wird als senkrecht dazu. Entsprechende Versuche mit 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.

5.3.3 Zugfestigkeit

Im Gegensatz zur Druckfestigkeit ist die Zugfestigkeit des Eises kaum von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Das ist für Frischwasser-Eis (Abb. 44) und für Meer-Eis (Abb. 45) festgestellt worden. In Abb. 44 ist außerdem die deutlich geringere Zugfestigkeit im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Frischwasser-Eises 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 Wachstumrichtung aufgebracht wurde als senkrecht dazu. Dieses Ergebnis (Abb. 45) zeigt auch, daß die Zugfestigkeit mit der Wurzel des Salzlaugenvolumens abnimmt. Für diese Beziehung sind die folgenden Gleichungen empirisch ermittelt worden:

$$\sigma_t \text{ (vertikal)} \quad = 15{,}4 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}311}}\right) \text{N/m}^2$$

$$\sigma_t \text{ (horizontal)} = 8{,}2 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}142}}\right) \text{N/m}^2$$

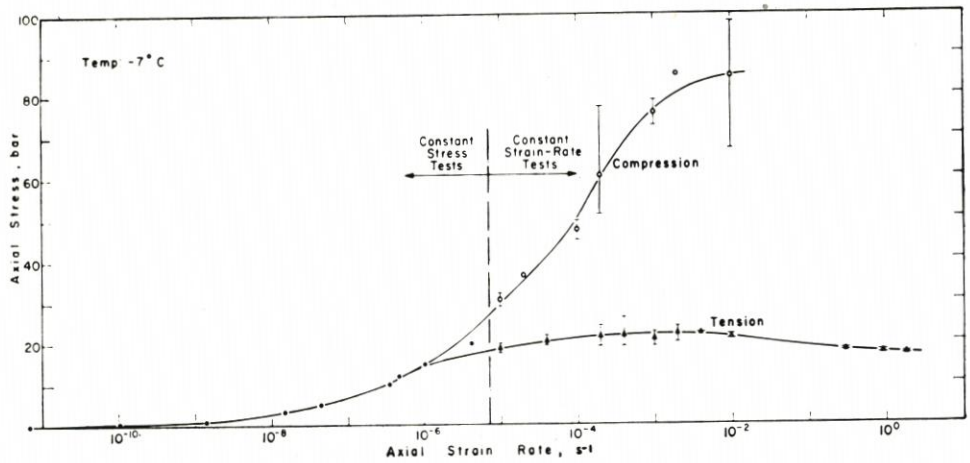


Abb. 44: Druck- und Zugfestigkeit von Schnee-Eis (–7°) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit (nach HAWKES und MELLOR, 1972)

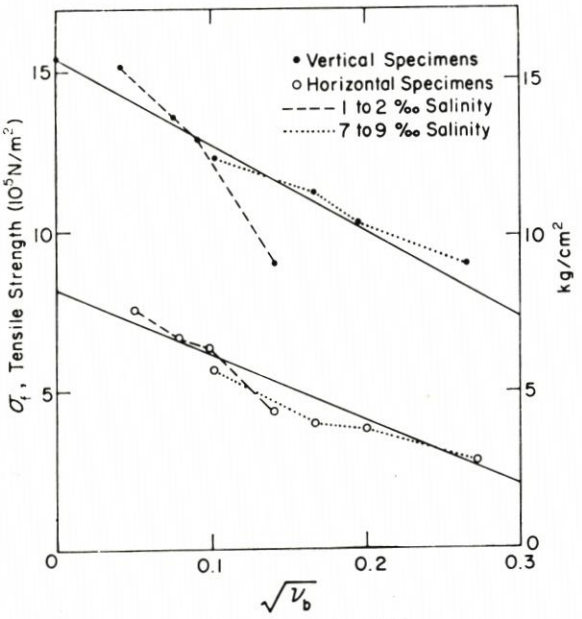


Abb. 45: Zugfestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach DYKINS, 1970)

5.3.4 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:

$$\sigma_f = \frac{6\ Pl}{b \cdot h^2}$$

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 Frischwasser-Eis und von Meer-Eis ist nur unmerklich von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig.
- Mit dem Salzgehalt (Salzlaugenvolumen) nimmt die Biegefestigkeit ab (Abb. 46). Dies wird durch die Gleichung

$$\sigma_f = 10{,}3 \cdot 10^5\ (1 - \sqrt{v_b/0{,}209})\ N/m^2$$

beschrieben.
- Die Biegefestigkeit hängt mit der Zugfestigkeit des Eises durch ein additives Glied von 150 kN/m² zusammen.
- Über den Einfluß der Temperatur und der Belastungsrichtung gibt es bisher wenig Informationen.

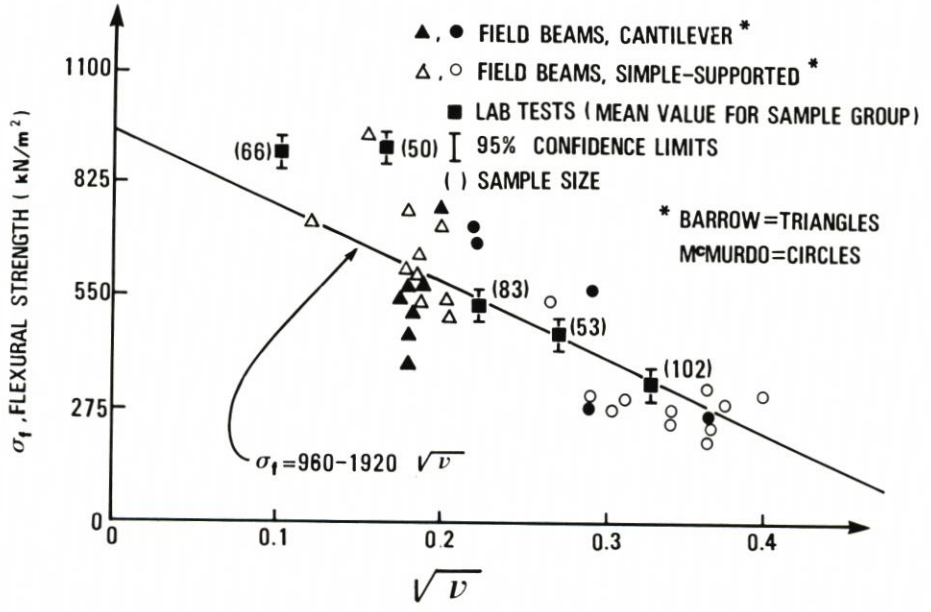


Abb. 46: Biegefestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach VAUDREY, 1977)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

5.3.5 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 besonders bemerkenswert, daß die Scherfestigkeit von Salzwasser-Eis parallel zur Wachstumsrichtung des Eises nur etwa halb so groß ist wie die Biegefestigkeit.

5.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises

Zweidimensionale Druckfestigkeitsversuche mit Frischwasser-Eis ergeben, daß die Druckfestigkeit des Eises bei Querdehnungsbehinderung in der gleichen Weise von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt wie in einaxialen Druckfestigkeitsversuchen. Wesentlich ist aber das Ergebnis, daß die Druckfestigkeit unter Querdehnungsbehinderung etwa doppelt so groß ist wie im eindimensionalen Druckfestigkeitsversuch. Dies allerdings nur, wenn die Ausdehnung des Eises senkrecht zur Wachstumsrichtung behindert wird.

Dreidimensionale Festigkeitsuntersuchungen von Frischwasser-Eis 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 MN/m² ansteigt, dann aber langsam mit weiter steigendem hydrostatischem Druck abnimmt (Abb. 47). Dreidimensionale Versuche für Meer-Eis werden gegenwärtig bei der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt unternommen.

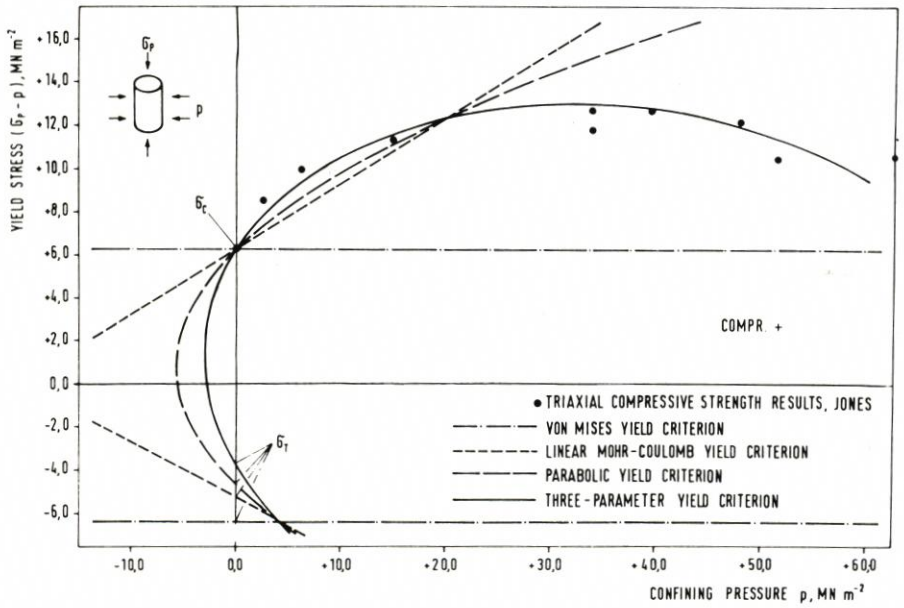


Abb. 47: Dreiaxiale Druckfestigkeit von Frischwasser-Eis (nach Jones, 1978)

5.3.7 Zusammenfassung

In der Tabelle 11 sind die verschiedenen einaxialen Festigkeiten für Frischwasser-Eis und für Meer-Eis bei rund 0° C gegenübergestellt:

Tabelle 11
Festigkeiten von Frischwasser- und Meer-Eis

Art der Festigkeit	Frischwasser-Eis	Meer-Eis
	x 10^2 kN/m^2	x 10^2 kN/m^2
Druck	35–40	12–15
Zug*)	15	8–10
Zug**)	8	3– 5
Scheren	15	4– 6
Biegung	8	4

*) Zugrichtung senkrecht zur Eisoberfläche
**) Zugrichtung parallel zur Eisoberfläche

6. Hinweise zur Bemessung von Küstenschutzwerken

6.1 Allgemeines

Küstenschutzwerke, die meistens in geringen Wassertiefen und überwiegend im Bereich der Brandungszone gebaut werden, werden in der Regel gegen Wellenwirkung bemessen. Dabei ist die Wellenhöhe maßgebend, die unmittelbar vor dem Fuß des Bauwerkes auftritt. Wie bereits in Abschn. 3.3 eingehend erläutert, wird der Seegang beim Einlaufen in Flachwasserzonen durch Grundberührung beeinflußt, wenn die Wellenlänge größer als die halbe Wassertiefe wird. Beim weiteren Anlaufen auf die Küste treten Einflüsse der Unterwassermorphologie hinzu, bis endlich auf Watten oder durch vorgelagerte Riffe an sandigen Küsten mit Teilbrandungen der Seegang entscheidend verändert wird. An Schutzwerken tritt daher ein geschwächtes Seegangsspektrum selbst an scharliegenden Küstenabschnitten auf, das von Ort zu Ort je nach Topographie, Küstenmorphologie und Wellenanlaufrichtung sehr verschieden sein kann.

In den meisten Fällen wird die Bemessungswelle vor den Schutzwerken durch die Höhenlage des Strandes, Watts oder Vorlandes bedingt in der Art, daß in erster Näherung für scharliegende Strecken und unter ungünstigen Umständen Wellen vor dem Schutzwerk brechen.

Weiterhin werden in diesem Abschnitt einige Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck gegeben.

6.2 Wellenwirkungen an Deckwerken und Deichen

6.2.1 Brecherformen und Belastungszustände

Beim Brechen der Wellen wird die potentielle und kinetische Energie der Wellen unter starken Turbulenzerscheinungen in Wärme umgewandelt; an steilen Böschungen (ab etwa 1:10) wird außerdem ein Teil der Wellenenergie reflektiert (s. Abschn. 3.3.4).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Auf Böschungen von Uferschutzwerken treten durchweg sehr kleine Brecherkennzahlen ($\beta < 0{,}1$) auf; als Brecherformen sind zu unterscheiden (Abb. 12):

Sturzbrecher (plunging breaker) Die Brecherzunge löst sich am Brechpunkt aus dem Wellenkamm und stürzt in freiem Fall der Welle voraus.

Reflexionsbrecher (surging breaker) Dies ist in steilen Böschungen eine Übergangsform zur stehenden Welle („Clapotis"); die Energie der Wellen setzt sich in einen Auflaufschwall um, der bei Bewegungsumkehr einen erheblichen Teil der Wellenenergie reflektiert.

Zwischen Sturzbrecher und Reflexionsbrecher gibt es Übergangsformen mit einem teilweisen Brechen auf dem Leehang der Welle. Sturzbrecher erzeugen große Druckbeanspruchungen auf Außenböschungen von Schutzwerken. Reflexionsbrecher bewirken einen besonders hohen Wellenauflauf, der um so höher wird, je steiler die Böschung ist.

Durch die hochgradigen Instabilitäten infolge des Lufteintrages und der Turbulenzen können Brandungsvorgänge nur stochastisch beschrieben werden. Selbst bei regelmäßigen Maschinenwellen im Laboratorium treten beim Brechen der Wellen stochastische Vorgänge auf; bei Wellenspektren in der Natur werden diese außerdem von der Stochastik der Wellenfolgen überlagert. Es folgt daraus, daß alle Wellenbelastungen von Uferschutzwerken nur stochastisch betrachtet werden dürfen.

Entsprechend den unterschiedlichen Brecherbedingungen treten an Schutzwerken unterschiedliche Belastungszustände auf, die im folgenden näher behandelt werden.

6.2.2 Quasihydrostatische Wellenwirkungen

Quasihydrostatische Wellenwirkungen sind die Druckspannungen, die von Wellen im Wechsel der Wellenperioden auf einer Außenböschung erzeugt werden. Diese Druckspannungen sind von der jeweiligen Wasserüberdeckung an der Außenböschung und einem hydrodynamischen Anteil gemäß der instationären BERNOULLI-Gleichung abhängig. Sie bleiben, vom Druckschlag (s. Abschn. 6.2.3) abgesehen, in der Größenordnung der hydrostatisch gesehenen Wellenhöhen und können von jeder Außenböschung ohne Gefahr aufgenommen werden, jedoch mit der wichtigen Ausnahme von undurchlässigen Deckwerken.

Wenn hinter undurchlässigen Deckwerken der Grundwasserstand höher liegt als die Wellenspitze A im Wellental (Abb. 48), so wird auf eine wasserdichte Deckschicht (z. B. Asphaltbeton) von innen eine Druckspannung als Auftrieb erzeugt, die von der Deckschicht entweder durch Eigengewicht oder durch Biegung aufgenommen werden muß. Dieser Lastfall kann vermieden werden, wenn die Grundwasserhöhe im Böschungskörper unterhalb des Ruhewasserspiegels gehalten wird. Die Lage des Punktes A (Wellenspitze im Wellental) kann

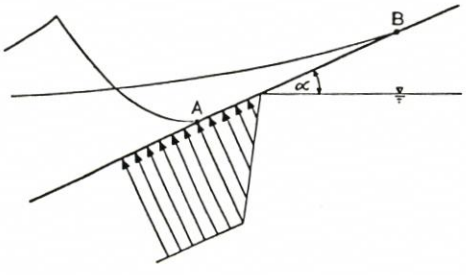


Abb. 48: Auftrieb bei dichten Böschungsabdeckungen infolge hohen Grundwasserstandes

Die Küste, 36 (1981), 1-320

um den Betrag der halben Wellenhöhe (H/2) unter dem Ruhewasserspiegel angesetzt werden. Die quasihydrostatische Druckbelastung beim höchsten Wellenauflauf (Wellenspitze bei Punkt B in Abb. 38) ist dagegen unbedenklich.

6.2.3 Druckschlagwirkung

Im Gegensatz zu den quasihydrostatischen Druckwirkungen (s. 6.2.2) treten beim Wellenangriff unter bestimmten Umständen außerordentlich kurzzeitige (10^{-1} bis 10^{-2}s) und sehr hohe (um Zehnerpotenzen höher als die hydrostatischen Drücke entsprechend der Wellenhöhe) Druckspannungen auf kleiner Fläche (wenige dm bei Wellenhöhen im Meterbereich) auf, die als Druckschläge bezeichnet werden (Abb. 49).

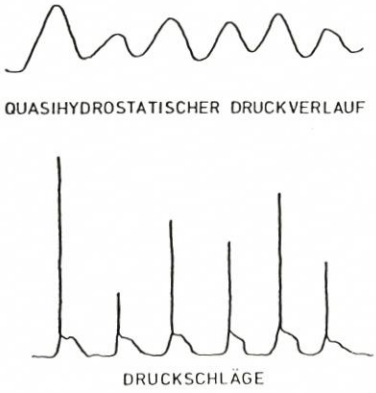


Abb. 49: Belastung einer Außenböschung durch quasihydrostatische Drücke (oben) und durch Druckschläge (unten)

Druckschläge werden erzeugt, wenn eine Wassermasse (hier: die überfallende Brecherzunge des Sturzbrechers) plötzlich auf ein Hindernis (hier: Außenböschung) schlägt. Es kann theoretisch abgeleitet werden, daß die Druckschlagspitze p aus der Gleichung

$$p = \varrho \cdot v \cdot c \cdot \sqrt[3]{\frac{c}{v}} \cdot \delta$$

p = Höhe der Druckschlagspitze
v = Aufschlaggeschwindigkeit der Brecherzunge
c = Schallgeschwindigkeit im Wasser

mit der dimensionslosen Druckschlagzahl δ

$$\delta = \left(\frac{\overline{E}_L}{E} \cdot \frac{R}{D}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$\overline{E}_L$ = Elastizitätsmodul der Luft
E = Elastizitätsmodul des Wassers
R = F/U = hydraulischer Radius
D = repräsentative Dicke der in der Aufschlagfläche eingeschlossenen Luftschicht

Die Küste, 36 (1981), 1-320

berechnet werden kann. Das physikalische Modell wurde aus der Dämpfungswirkung der in der Aufschlagfläche eingeschlossenen Luft abgeleitet.

In Simulationsversuchen (Prallstrahlversuche) im Laboratorium im Maßstab 1:1 wurde die mittlere Druckschlagzahl

$$\delta_{50} = 0{,}0245$$

bestimmt, woraus sich

$$p_{50} = 0{,}0245 \cdot \varrho \cdot v \cdot c \cdot \sqrt[3]{\frac{c}{v}}$$

ergibt; die Zufallsstreuung ist durch

$$p_{10} = 0{,}65 \cdot \varrho_{50}$$
$$p_{90} = 1{,}5 \cdot \varrho_{50}$$
$$p_{99} = 2{,}1 \cdot \varrho_{50}$$
$$p_{99{,}9} = 2{,}7 \cdot \varrho_{50}$$

gegeben, wenn gleiche Aufschlagverhältnisse (= Wellen) vorliegen. Die Streuung ist in erster Linie auf die Zufallsgröße D (Lufteinschluß) zurückzuführen. Da diese in der Druckschlagzahl im Nenner auftritt, ist eine normal-logarithmische Zufallsverteilung zu erwarten, bei der die GAUSS'sche Glockenkurve über dem Logarithmus des Merkmales (hier: Druckspitze) auftritt. Wie Abb. 50 zeigt, ordnen sich die Versuchswerte für Druckschläge sowohl aus Prallstrahlversuchen als auch von Wellenmessungen in der Natur gut in einem entsprechenden Funktionspapier ein.

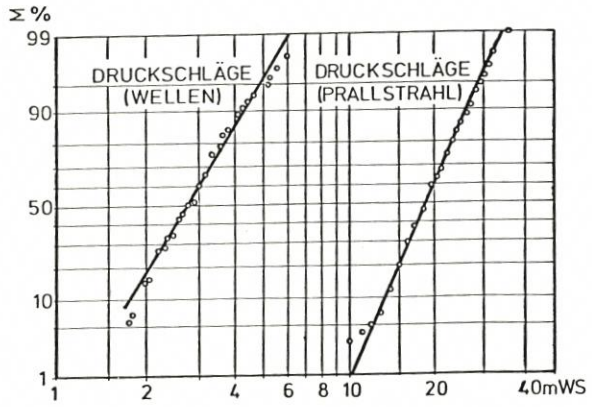


Abb. 50: Zufallsverteilung von Druckschlägen

Die Druckschlaghöhe $p_{99,9}$ stellt die Höhe dar, die bei einer Folge von 1000 Druckschlägen im Mittel einmal zu erwarten ist; für 1 m hohe Brecher ergibt sich ein $p_{99,9}$ von rund 35 m WS, für 2 m Brecherhöhe von rund 70 m WS und für 3 m hohe Brecher von rund 110 m WS, wenn vorausgesetzt wird, daß jeder Brecher einen Druckschlag erzeugt (1 m WS = 10 kN/m²).

Die von den Druckschlägen erzeugten Druckspannungen können normalerweise von Außenböschungen ohne Gefahr aufgenommen werden, zumal sie nur für sehr kurze Zeit und nur auf kleiner Fläche wirken. Aber gerade dadurch, daß eine sehr hohe Druckspannung auf einer sehr kleinen Fläche wirkt, können gefährliche Sprengwirkungen erzeugt werden, wie es die Beispiele in Abb. 51 zeigen.

Wird in einer Kleidecke ein wassergefüllter Spalt oder Riß von einem Druckschlag

Die Küste, 36 (1981), 1-320

getroffen, so entsteht ein Belastungsbild entsprechend Abb. 51a. Es entstehen dadurch kraterähnliche Ausschläge, wie sie in großer Zahl nach sehr schweren Sturmfluten festgestellt wurden. Noch gefährlicher wird es, wenn unter einer dichten Deichbekleidung (Beton oder Asphaltbeton) wassergesättigter Boden vorhanden ist und ein Druckschlag durch einen Riß oder eine undichte Fuge in den Deichkörper übertragen wird. In diesem Falle wird durch den kleinflächigen Druckschlag ein großflächiger Auftrieb erzeugt, der die Decke nach oben ausbrechen läßt (Abb. 51b). Ähnlich ist es bei Formsteinen, nur daß hier die Nachbarfugen entspannend wirken (Abb. 51c). Es muß immer bedacht werden, daß sich der Druckschlag mit der Schallgeschwindigkeit des Wassers (c ~ 1500 m/s) ausbreitet. Kompliziert werden die Vorgänge, wenn sich Filterschichten unter der Deichdecke befinden, ebenso, wenn die wassergesättigten Böden unter der Deichdecke durch die dynamische Belastung ins Fließen geraten.

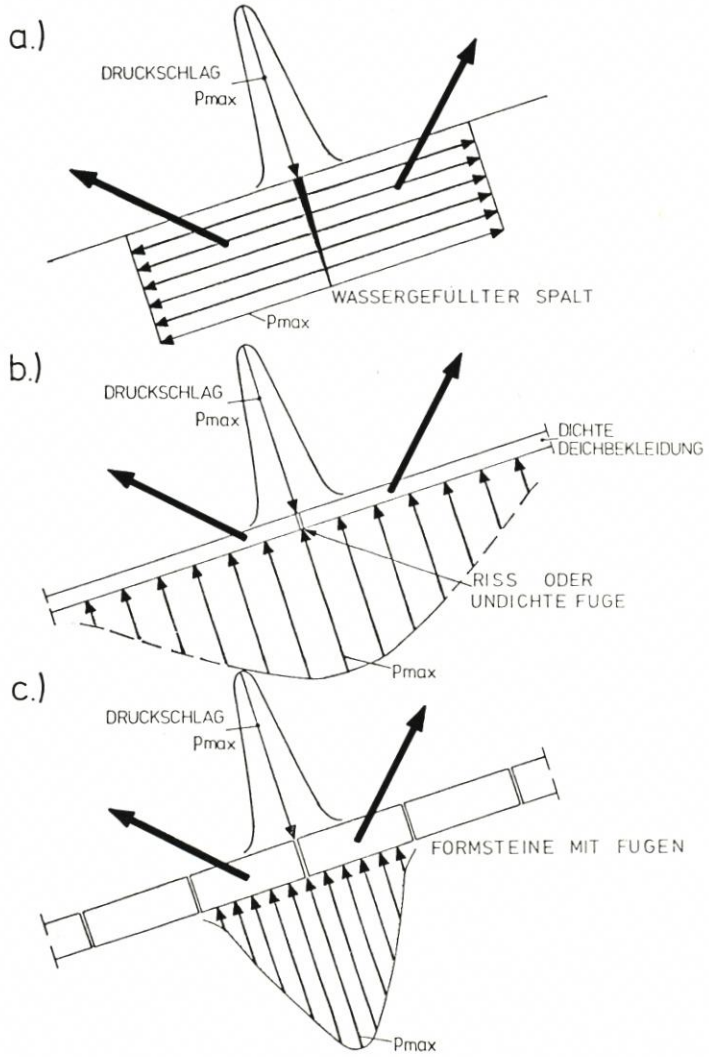


Abb. 51: Sprengwirkungen durch Druckschläge (nach FÜHRBÖTER, 1976)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

KURATORIUM FÜR FORSCHUNG
IM KÜSTENINGENIEURWESEN
POSTFACH 44 48 - TEL. (0431) 36 80 61
23 KIEL 1

Während der Dauer der Druckschlagspitze und auch noch kurz danach werden in und unter der Aufschlagfläche außerdem hohe örtliche Strömungsgeschwindigkeiten erzeugt, die bei durchlässigen Deckwerken Ausspülungen unter dem Deckwerk bewirken können, wenn dies nicht durch eine wirksame Filterlage verhindert wird. Wie auch theoretische Überlegungen zeigen, treten Druckschläge vorwiegend im Bereich zwischen dem Ruhewasserspiegel und dem Wellental an der Böschung auf. Sekundärdruckschläge oberhalb des Ruhewasserspiegels, die gelegentlich festgestellt wurden, weisen weitaus geringere Druckhöhen auf als die auf und unter dem Ruhewasserspiegel.

Beim Aufschlag von Wasser auf Wasser wird wesentlich mehr Luft in der Aufschlagfläche eingeschlossen als beim Aufschlag auf eine feste Oberfläche; somit ist bei einem Wasserpolster auf der Aufschlagfläche mit einer dämpfenden Wirkung auf die Druckschläge zu rechnen. Die Prallstrahlversuche zeigten, daß bereits Wasserüberdeckungen von wenigen Zentimetern die Druckschlaghöhen stark herabsetzen und daß bei Wasserüberdeckungen von mehr als 10 cm die Druckschläge ganz ausbleiben; es bleibt dann nur noch der quasihydrostatische Druckanteil. Auf den Wellenangriff auf Böschungen übertragen bedeutet dies, daß die Druckschlaghöhen wesentlich geringer werden müssen, wenn die aufschlagende Brecherzunge nicht die wasserfreie Außenböschung trifft, sondern in das Rücklaufwasser der vorausgegangenen Welle fällt. Aus der Hydromechanik des Brechvorganges ist zu erwarten, daß diese Grenze etwa zwischen den Böschungsneigungen 1 : 4 und 1 : 6 zu suchen ist. Auf steileren Böschungen als 1 : 4 wird häufig damit zu rechnen sein, daß das Rücklaufwasser die Böschung schon verlassen hat, bei Neigungen von 1 : 6 und flacher ist es schon unwahrscheinlich, daß ein Sturzbrecher auf eine wasserfreie Böschung aufschlägt. Dieses wurde sowohl in Modellversuchen als auch in Naturversuchen bestätigt. Die Abb. 52 zeigt den zeitlichen Druckverlauf an Böschungen 1 : 4 und 1 : 6, die in einem Wellenkanal in getrennten Sektionen von der gleichen Ausgangswelle (Abb. 52, unten) beansprucht wurden. Während bei der Böschung 1 : 6 die Druckspannungen durchaus noch im quasihydrostatischen Bereich bleiben (Abb. 52, Mitte), machen sie in steilen Druckspitzen bei der Böschung 1 : 4 als Druckschläge ein Mehrfaches der Wellendruckhöhen aus (Abb. 52, oben).

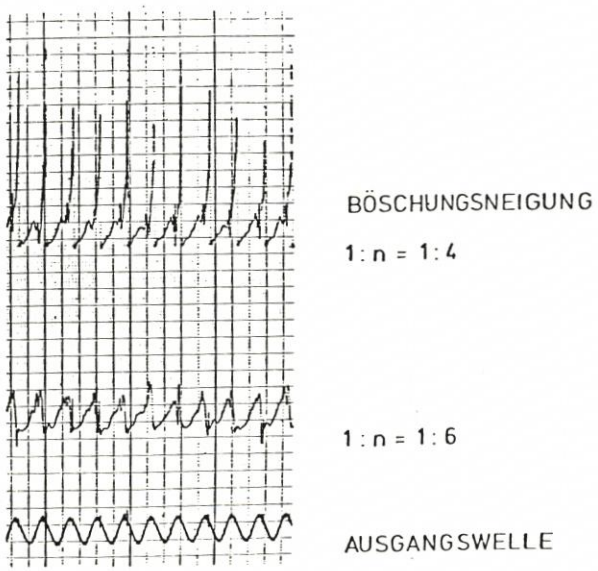


Abb. 52: Zeitlicher Druckverlauf an Böschungen 1 : 4 und 1 : 6

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Modellversuche mit Druckschlägen können wegen der durch die Lufteinträge bedingten Maßstabseffekte nur qualitativ auf die Natur übertragen werden. Auswertungen von Naturmessungen an zwei Versuchsböschungen mit den Neigungen 1 : 4 und 1 : 6 am Eiderdamm mit Wellenhöhen $H_{1/3}$ bis zu 1,8 m bestätigen aber ebenso die empfindliche Abhängigkeit sowohl der Häufigkeit des Auftretens als auch der Höhe der Druckschläge von der Böschungsneigung; hier wurden im Gegensatz zu den regulären Modellwellen auch die stochastischen Prozesse des Wellenspektrums einbezogen.

Synchrone Messungen an zwei nahe beieinanderliegenden Böschungen mit unterschiedlichen Neigungen ergaben:

Böschungsneigung:	1 : 4	1 : 6
Häufigkeit des Auftretens von Druckschlägen je 100 Wellen:	51 %	19 %
Druckschlaghöhen:	bis $11 \cdot H_{1/3}$	bis $4 \cdot H_{1/3}$

In anderen Meßreihen waren die Druckschlaghöhen auf der Böschung 1 : 4 vier- bis fünfmal so groß wie die auf der Böschung 1 : 6. Als höchster Druckschlag in den verhältnismäßig wenigen Meßreihen wurde bei einer Wellenhöhe von $H_{1/3} \sim 1{,}3$ m auf der Böschung 1 : 4 ein Druckschlag von 19,2 m WS gemessen. Es sollten daher im Bereich starker Wellenangriffe, das heißt in Höhe des Bemessungswasserstandes, die Böschungen nicht steiler als 1 : 6 ausgebildet werden.

Aber auch bei Fußsicherungen, die zwar nicht besonders starken, dafür aber häufigen Wellenangriffen ausgesetzt sind, sollte geprüft werden, ob eine Böschung 1 : 6 mit leichterer Befestigung oder eine Böschung 1 : 4 gewählt wird, die dann eine gegen Druckschläge haltbare Befestigung aufweisen muß. Für den Fuß scharliegender Uferschutzwerke ist die flachere Böschung vorteilhafter, weil die Reflexion und damit die Gefahr der Erosion des Strandes oder Watts vermindert wird.

6.2.4 Wellenauflauf und Wellenüberlauf

Die Wellenauflaufhöhe R ist der vertikale Abstand zwischen dem Ruhewasserspiegel (Punkt C in Abb. 53) und dem Punkt, wo der Wellenauflaufschwall seine größte Höhe erreicht hat (Punkt B in Abb. 53) und in dem die Bewegungsumkehr einsetzt. Uferschutzwerke sind deshalb bei Wellenangriff so hoch anzulegen, daß sie nicht durch den Wellenauflauf gefährdet werden. Ihre Krone muß also mindestens eine solche Höhe aufweisen, daß das Schutzwerk durch Wellenüberlauf nicht zerstört werden kann.

Der Wellenauflauf entsteht, indem am Brechpunkt (seewärts von Punkt C in Abb. 53) die potentielle Energie der Welle größtenteils in kinetische Energie umgesetzt wird. Es entsteht so eine landwärts auf der Böschung hochschießende Wassermasse, bei der die kinetische Energie

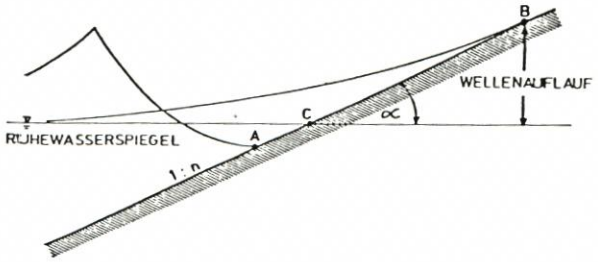


Abb. 53: Erläuterung des Wellenauflaufs

Die Küste, 36 (1981), 1-320

– außer durch Verluste infolge Sohl- und Durchmischungsreibung – wieder in potentielle umgesetzt wird. Beim Erreichen des höchsten Punktes (Punkt B in Abb. 53) ist dann die kinetische Energie vollständig in potentielle Energie umgesetzt, es tritt Bewegungsumkehr (Wellenrücklauf oder Wellenablauf) ein. Der Rücklaufschwall stürzt in den Leehang der nachfolgenden Welle und kann die Lage des Brechpunktes dieser Welle erheblich beeinflussen. Ein Teil der Energie des Rücklaufschwalles wird beim Brechen der nachfolgenden Welle aufgezehrt, ein Teil wird seewärts reflektiert, was um so mehr der Fall ist, je steiler die Böschungen und je länger die Wellen werden.

Aus theoretischen und experimentellen Untersuchungen sind eine Vielzahl von Wellen-

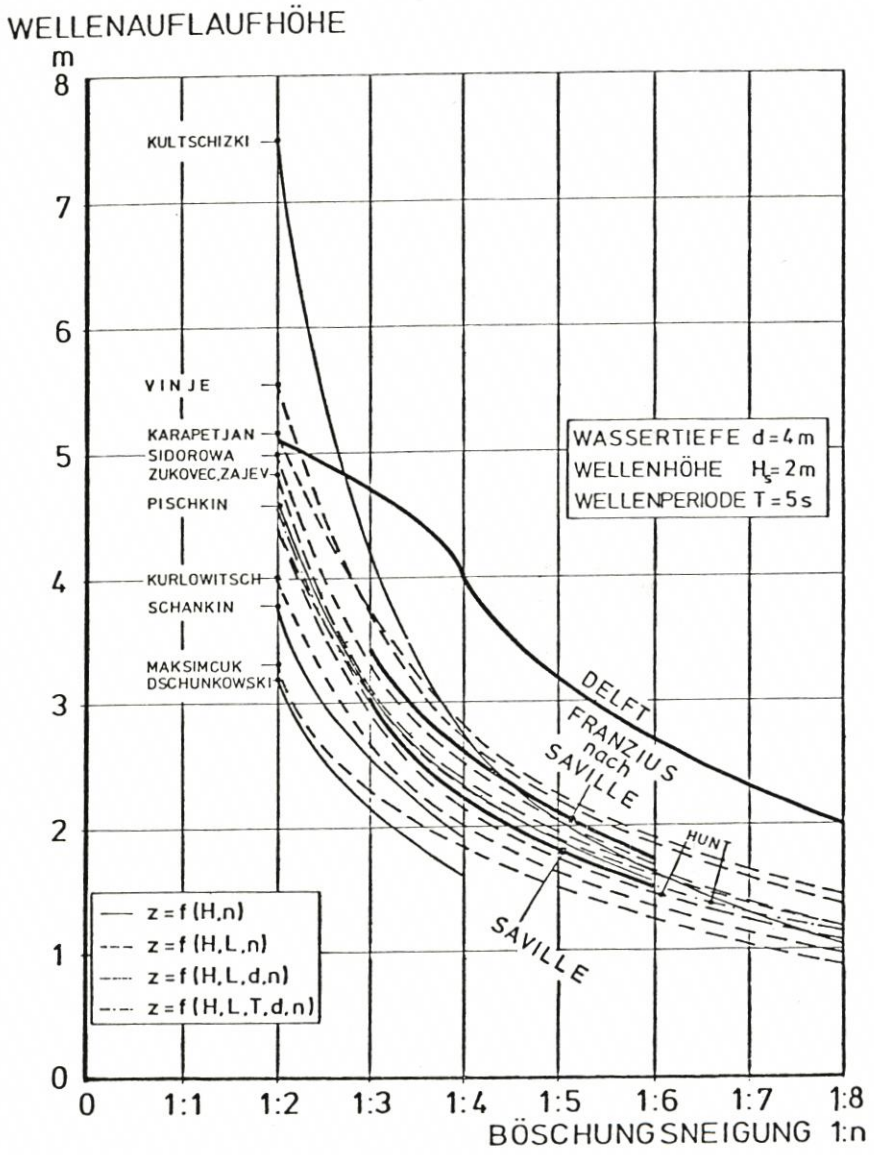


Abb. 54: Wellenauflauf in Abhängigkeit von der Böschungsneigung 1 : n (Brösskamp et al., 1976)

auflaufformeln entwickelt worden. Für verschiedene Formeln zeigt Abb. 54 die Abhängigkeit des Wellenauflaufes A von der Böschungsneigung 1 : n und Abb. 54 die von der Wellenhöhe H. Die in den Abbildungen 54 und 55 ausgewerteten Formeln gelten für durchgehende und glatte Böschungen (Beton, Asphaltbeton oder kurze Grasdecke) sowie für senkrechten Wellenangriff. Die zum Teil erheblichen Unterschiede in den Ergebnissen sind vornehmlich durch verschiedene Randbedingungen der Modellversuche bedingt.

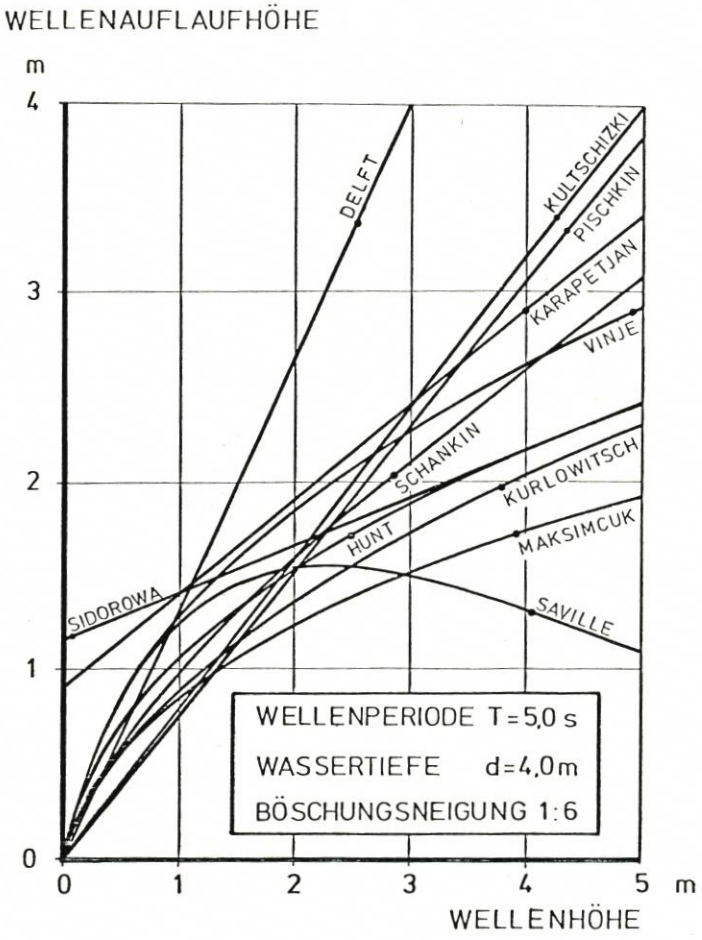


Abb. 55: Wellenauflauf in Abhängigkeit von der Wellenhöhe H (nach FÜHRBÖTER, 1976b)

Von den verschiedenen Formeln sind folgende von besonderer Bedeutung

a) Die Formel nach WASSING (1957) (auch „Delfter Formel" genannt)

$$A_{98} = 8 \cdot \frac{H_{1/3}}{n} \text{ (2 \% Überschreitungshäufigkeit)}$$

A = Wellenauflauf in m
$H_{1/3}$ = signifikante Wellenhöhe des Spektrums in m
n = ctg α mit α = Böschungswinkel

Diese Formel liefert die höchsten (d. h. ungünstigsten) Werte (Abb. 54 und 55) und läßt

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2% höheren Wellenauflauf bei den stochastischen Auflaufvorgängen zu; sie gilt für n = 3,7 bis n = 8.

b) Die Formel nach HUNT-VINJÉ (1972)

$$A = 1{,}56 \cdot \frac{1}{n} \cdot \sqrt{H} \cdot T$$

A = Wellenauflauf in m
n = ctg α mit α = Böschungswinkel
H = untersuchte Wellenhöhe in m
T = Wellenperiode in s

Sie enthält im Gegensatz zur Delfter Formel auch den Einfluß der Wellenperiode.

Wie bereits erwähnt wurde, gelten die angegebenen Gleichungen für den Wellenauflauf auf glatte Böschungen (K = 1). Bei anderen Böschungsausführungen ist der Wellenauflauf nach der Gleichung

$$A_{rauh} = K \cdot A$$

umzurechnen. Angaben über die Rauhigkeitsbeiwerte K enthält Tabelle 12.

Tabelle 12
Rauhigkeitsbeiwerte nach SCHIJF (1972) und WAGNER (1973)

Böschungsausführung	Rauhigkeitsbeiwerte K
Durchgehende undurchlässige Böschungsbefestigung (Asphaltbauweise)	1,0
Betonplatten	0,90
Basaltsteine, Gras	0,85–0,9
gesetzte Steine	0,75–0,80
Schüttungen mit runden Steinen	0,60–0,65
Schüttungen mit Bruchsteinen	0,50–0,55
Tetrapoden	0,45–0,50

Wird aus wirtschaftlichen Gründen ein gewisser Wellenüberlauf am Uferschutzwerk zugelassen, so muß dafür gesorgt werden, daß das überlaufende Wasser schadlos abgeführt wird. Die landseitige Böschung des Bauwerkes muß so flach ausgeführt werden, daß Beschädigungen durch Auswaschungen, die zum Bruch führen können, ausgeschlossen sind.

Die Überlaufmengen können aus dem Wellenauflauf berechnet werden. Typische Phasen des Auflaufvorganges und die im folgenden verwendeten Bezeichnungen zeigt die Abb. 56.

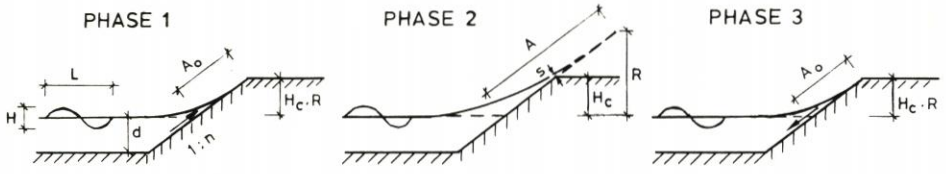


Abb. 56: Phasen des Auflaufvorganges und Bezeichnungen (nach TAUTENHAIN, 1981)

Für senkrechten Wellenangriff und glatte Schutzwerke mit einheitlicher Böschungsneigung kann die Überlaufmenge q · T einer Welle (bezogen auf die Einheitsbreite des Bauwerkes) nach Untersuchungen dargestellt werden als:

$$q \cdot T = s\,(A - A_o) \cdot K_1$$

Darin ist K_1 ein Formbeiwert der Auflaufzunge. Da auch die Schichtdicke s eine Funktion des Wellenauflaufs ist, ergibt sich die Beziehung zwischen Wellenauflauf und -überlauf zu:

$$q \cdot T = K_1 \cdot K_2 (A - A_o)^2$$

wobei K_2 ebenfalls eine Konstante ist. Nach den Untersuchungen besteht ein enger Zusammenhang zwischen dem Wellenauflauf und dem Wellenüberlauf. Es ist bemerkenswert, daß die Wassertiefe vor dem Deich nur einen sehr geringen Einfluß hat. Der Ansatz für regelmäßige Wellen wurde auch für die Untersuchungen mit unregelmäßigen Wellen verwendet.

Im Bereich der untersuchten PM- und JONSWAP-Spektren ergaben Versuche die Beziehung

$$(q \cdot T)_n = \alpha \cdot K_1 \cdot K_2 (A_n - A_o)^2$$

Für die Anwendung der Gleichungen muß die Verteilung der Auflaufhöhen in der Zeitreihe bekannt sein. Hierbei besteht die Schwierigkeit, daß im Spektrum wegen der unterschiedlichen Höhen und Perioden die Lage des Brechpunktes am Deich laufend verändert wird und damit die Zeit, die für den Auflauf- beziehungsweise Ablaufvorgang verfügbar ist.

Der Einfluß von Vorwellen auf den Wellenauflauf und -überlauf einzelner Wellen wurde theoretisch und experimentell erfaßt. Aus einer Energiebilanzbetrachtung ergab sich für den Auflauf A_n der Welle n im Spektrum die theoretische Beziehung

$$A_n = \tilde{A}_n \cdot \sqrt[3]{2 - (A_{n-1}/\tilde{A}_n)^3}$$

wobei der Index $n-1$ die Vorwelle der betrachteten Welle n und $\tilde{A}_n$ den Wellenauflauf einer entsprechenden regelmäßigen Welle bezeichnet.

Die Messungen mit unterschiedlichen Spektren haben erwartungsgemäß gezeigt, daß der theoretische Term 2 reduziert werden muß, da irreguläre Wellen eine geringere Fülligkeit als monochromatische Wellen haben, die weitgehend symmetrisch sind.

$$A_n = \tilde{A}_n \cdot \sqrt[3]{2\,\beta - (A_{n-1}/\tilde{A}_n)^3}$$

In dem generellen Ansatz ist β ein Formbeiwert, der von der Art des Spektrums abhängt.

Die durch numerische Ausgleichsrechnungen bestimmten Koeffizienten sind in Tabelle 13 zusammengefaßt.

Tabelle 13
Konstanten K_1, K_2, α und β zur Berechnung des Wellenüberlaufs

$K_1 = 0{,}85$	$K_2 = 0{,}041$	$K_1 \cdot K_2 = 0{,}035$	$\alpha = 0{,}60$	$\beta = 0{,}63$ bis $0{,}73$

6.2.5 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperbedeckungen

Auch bei der Bestimmung der erforderlichen Gewichte für Bruchsteine oder Formkörper in einer Schüttung, zum Beispiel als Böschungssicherung, sind die beiden Belastungszustände brechende und nichtbrechende Wellen zu unterscheiden.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Wenn keine speziellen Untersuchungen, zum Beispiel Modellversuche, in einem ausreichend großen Maßstab vorliegen, wird die Anwendung der für Schüttstein-Wellenbrecher entwickelten Gleichung von HUDSON empfohlen, die lautet:

$$W_{erf} = \frac{\gamma_r \cdot H_{1/3}^3}{K_D \, (S_r - 1)^3 \cdot \operatorname{cotg} \alpha}$$

Darin ist: W = Gewicht eines Einzelblockes in der Deckschicht in kN
γ_r = Wichte des Blockes in kN/m³
γ_w = Wichte des Wassers in kN/m³
$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w}$
$H_{1/3}$ = signifikante Wellenhöhe in m
α = Winkel der Böschungsneigung zur Horizontalen
K_D = dimensionsloser, experimentell ermittelter Koeffizient

In der HUDSON-Formel gehen die Böschungsneigung, die signifikante Wellenhöhe, die Wichte der verlegten Bruchsteine oder Formkörper sowie der umgebenden Flüssigkeit ein. Hinzu kommt noch der dimensionslose K_D-Wert, in dem alle sonstigen Faktoren zusammengefaßt sind, wie zum Beispiel die Form der Blockwerke, der Grad der Verzahnung und die Form der angreifenden Welle, wenn sie auf das Bauwerk auftrifft. In Tab. 14 sind die Kennwerte der zur Zeit bekanntesten Bruch- und Formsteine für geneigte Wellenbrecher-Deckschichten zusammengefaßt.

Tabelle 14
K_D-Kennwerte von Bruch- und Formsteinen für geneigte Wellenbrecher-Deckschichten nach HUDSON

Art des Konstruktions-Elementes	Anzahl der Lagen in der Deckschicht	Art der Anordnung	K_D-Werte Deckschicht: Brechende Wellen	K_D-Werte Deckschicht: Nicht brechende Wellen	K_D-Werte Molenkopf: Brechende Wellen	K_D-Werte Molenkopf: Nicht brechende Wellen	Lager-Koeffizient $k\Delta$	Porosität der Deckschicht %
Abgerundete Bruchsteine mit glatter Oberfläche	2	willkürlich	2,5	2,6	2,0	2,4	1,0	38
	3	willkürlich	3,0	3,2	–	2,9	1,0	40
Scharfkantige Bruchsteine mit rauher Oberfläche	1	willkürlich	2,3	2,9	2,0	2,3	1,0	37
	2	willkürlich	3,0	3,5	2,7	2,9	1,0	40
	3	willkürlich	4,0	4,3	–	3,8	1,0	40
	2	Längsachse senkrecht	5,0	5,5	3,5	4,5	1,0	40
Rechteckiger Betonblock	2	willkürlich	–	2,3	–	–	1,0	50
Abgeänderter Würfel	2	willkürlich	7,0	7,5	–	5,0	1,1	47
Tetrapode	2	willkürlich	7,5	8,5	5,0	6,5	1,0	50
Quadripode	2	willkürlich	7,5	8,5	5,0	6,5	1,0	50
Tetrahedron	2	willkürlich	–	5,5	–	–	1,2	60
Hexapode	2	willkürlich	8,5	9,0	5,0	7,0	1,15	47
Tribar	2	willkürlich	8,5	10,0	5,0	7,5	1,0	54
Tribar	1	gleichmäßig	12,0	15,0	7,5	9,5	1,13	47
Akman	2	wilkürlich	–	11,0	–	–	0,90	60
Dolos	2	willkürlich	22	25	–	–	1,3	60

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Die vom Coastal Engineering Research Center in Washington empfohlenen K_D-Werte gelten für das „no-damage"-Kriterium, das heißt, es wird weniger als 1 % Zerstörung zugelassen. Da der „damage"-Koeffizient K_D als eine Funktion der Zerstörung ausgedrückt werden kann, könnte in der Praxis unter Umständen 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 müßten die voraussichtlichen Kosten für eine Schadensbehebung gegen die Gesamtkosten des Bauwerkes durch Optimierung abgewogen werden, um zu einer wirtschaftlich vertretbaren Lösung zu gelangen.

Nach dem festzulegenden beziehungsweise abzuschätzenden Maß an Zerstörung ist die Seegangsauswertung und -beurteilung ein weiterer entscheidender Einflußfaktor, 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. Es ist heute üblich, für geneigte Böschungen die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ als Entwurfswellenhöhe anzusetzen. Einzelne höhere Wellen können zwar einen Block kurzzeitig bewegen, jedoch ist diese Bewegung im allgemeinen ohne Bedeutung, wenn sie nicht von der nächsten Welle verstärkt wird. Bei hohen Risikoanforderungen ist der Seegang auf die zeitliche Folge extremer Wellen (Wellengruppen) zu untersuchen.

6.3 Belastung von Strand- und Ufermauern

6.3.1 Lastfälle

Für die Bestimmung der Wellenkräfte auf senkrechte Wände sind drei Lastfälle zu unterscheiden:

1. Die Wand wird durch Wellen belastet, die am Bauwerk vollständig oder teilweise reflektiert werden.
2. Die Wand wird durch Wellen belastet, die am Bauwerk brechen.
3. Die Wand wird durch Wellen belastet, die bereits vor dem Bauwerk gebrochen sind.

Welcher dieser Belastungsfälle maßgebend ist, hängt in starkem Maße von den örtlichen morphologischen und topographischen Verhältnissen ab und muß von Fall zu Fall untersucht werden. Die folgenden Ausführungen sind nur als Anhalt und für eine überschlägliche Bemessung aufzufassen.

6.3.2 Wellenkräfte für ganz oder teilweise reflektierte Wellen

Ein senkrechtes oder annähernd senkrechtes Bauwerk in einer Wassertiefe, die so groß ist, daß die höchsten vorkommenden Wellen nicht brechen, sondern reflektiert werden, wird durch den statischen Wasserüberdruck des Wellenberges und den Reflexionsdruck beansprucht. Durch Überlagerung der anlaufenden Wellen H_A mit den zurücklaufenden, reflektierten Wellen H_R entstehen stehende Wellen, wobei sich Wellenberg und Wellental am gleichen Ort innerhalb einer Wellenperiode T ablösen.

Die Wellenhöhe wird dabei verdoppelt, wenn der Reflexionskoeffizient $\varkappa_R = \frac{H_R}{H_A} = 1{,}0$ wird (vollständige Reflexion).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Der Reflexionskoeffizient (s. Abschn. 3.3) ist abhängig von der Wellensteilheit H/L, der relativen Wassertiefe d/L und der Wellenanlaufrichtung auf das Bauwerk. Er wird weiterhin durch die Art der Kontaktfläche zwischen Wellen und Bauwerk (z. B. mit Perforation) beeinflußt. Eine totale Reflexion tritt in der Regel nicht auf; besonders bei Wellensteilheiten H/L > rund 0,05 und bei einer relativen Wassertiefe d/L < rund 0,35 liegt $\varkappa_R$ ziemlich weit unter 1,0.

Für die Bestimmung des Wellendrucks wird in der Praxis vielfach das Verfahren von SAINFLOU angewendet, vor allem wegen seiner einfachen Handhabung. Dieses Verfahren liefert recht gute Ergebnisse für flache Wellen mit H/L = rd. 0,03 bis 0,04, während für steilere Wellen sich zu hohe Druckordinaten ergeben. Das Verfahren von SAINFLOU kann meist unbedenklich angewendet werden, da der Lastfall reflektierende Wellen bei Küstenschutzwerken in der Regel wegen der geringen Wassertiefen am Bauwerk nicht der maßgebende Lastfall ist, weil die Wellen am Bauwerk brechen. Deshalb soll hier nur das Verfahren von SAINFLOU erläutert werden. Hinsichtlich modernerer und genauerer Verfahren wird auf das Schrifttum verwiesen.

Die Ansätze für die dynamische Druckverteilung an einer senkrechten Wand sind in Abb. 57 dargestellt. SAINFLOU geht von einer total reflektierenden Welle (clapotis) an der Wand aus. Der ankommenden Welle ist also eine Reflexionswelle überlagert, und die resultierende stehende Welle erzeugt einen Reflexionsdruck, der dem quasistatischen Druckanteil infolge der veränderlichen Wasserspiegellage bei Wellenbewegung überlagert ist. Das Verfahren von SAINFLOU fußt auf der Trochoidal-Theorie; der Wellendruck wird aus der Orbitalbewegung der Wasserteilchen berechnet.

Der mittlere Wasserspiegel an einer Wand bei Wellenbewegung ist infolge der unsymmetrischen Form der trochoidalen Welle um den Betrag h_o gegenüber dem Ruhewasserspiegel erhöht. Es ist (Abb. 57)

$$h_o = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \text{ mit}$$

H = durch Reflexion unbeeinflußte Wellenhöhe am Bauwerk
L = zugehörige Wellenlänge
d = Wassertiefe vor der Wand
γ = Wichte des Wassers

Der mittlere hydrostatische Druck nimmt von p = 0 in Höhe des Ruhewasserspiegels linear mit der Wassertiefe auf $p_1 = \gamma \cdot d$ zu.

Da die Oberfläche der stehenden Welle über oder unter dem Ruhewasserspiegel liegt, nimmt der hydrostatische Druck periodisch zu oder ab. In der Gründungsfuge der Wand, das heißt in der Wassertiefe d, ergibt sich die Druckänderung zu

$$p_1 = \frac{\gamma \cdot H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

Bei linearer Druckverteilung ergeben sich die Druckordinaten p_o und p_x (vgl. Abb. 47) zu

$$p_o = (\gamma \cdot d + p_1) \cdot \frac{H + h_o}{H + h_o + d}$$

$$p_x = \gamma\,(H - h_o)$$

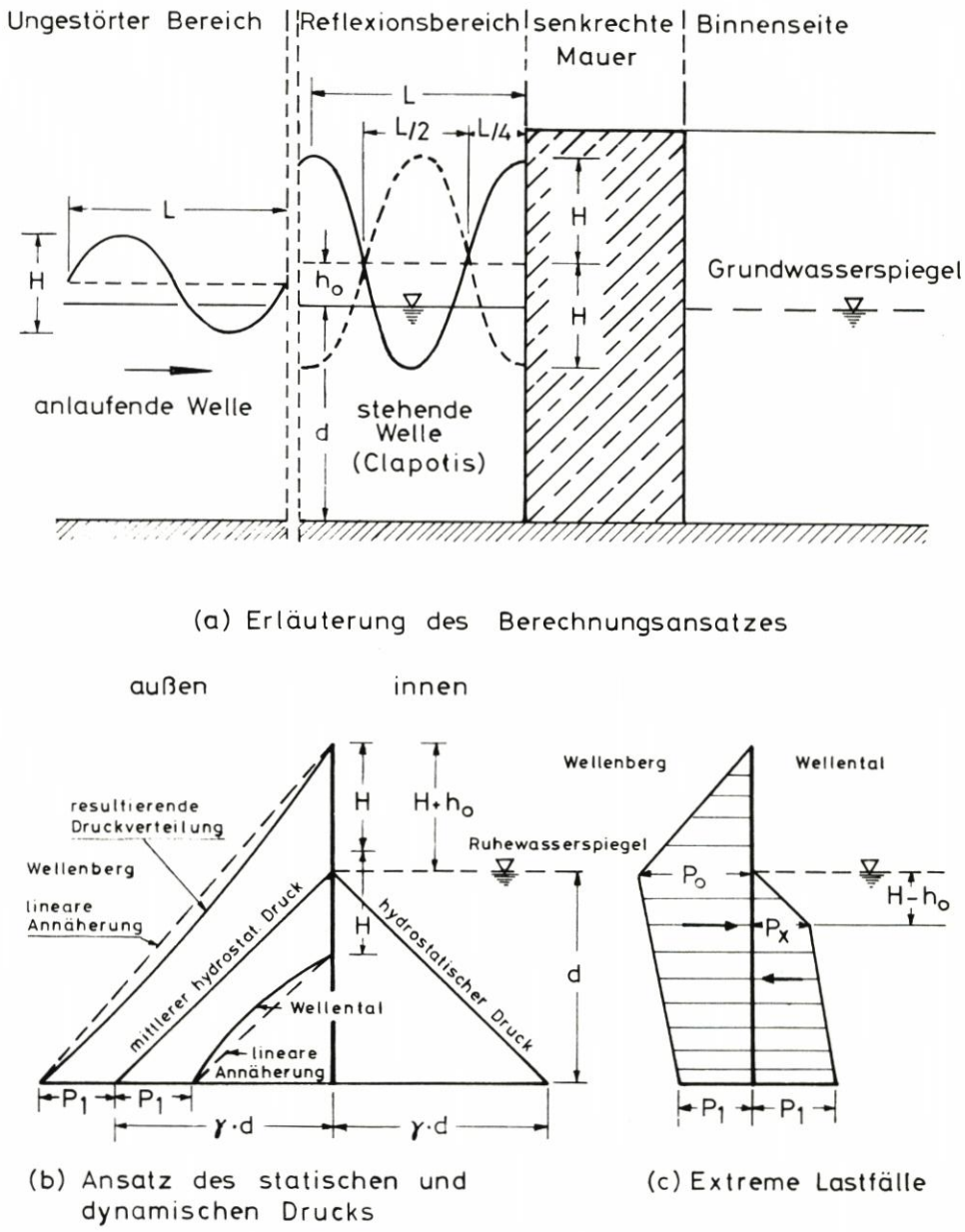


Abb. 57: Dynamische Druckverteilung an einer lotrechten Wand bei totaler Reflexion der Wellen (nach SAINFLOU, 1928)

Tatsächlich verläuft die Druckverteilung nicht, wie in Abb. 57 angegeben, linear. Die lineare Annäherung führt jedoch zu einer gegenüber den wirklichen Drücken ungünstigen Belastung, und die Abweichungen gegenüber einer genauen Druckberechnung sind nicht sehr erheblich. Fehler bei einer Linearisierung sind unerheblich im Vergleich zu den Unsicherheiten, die in der Bestimmung der Bemessungswelle liegen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Mit den vorgenannten Druckordinaten lassen sich nun die resultierenden Wellenkräfte und das Kippmoment auf die Wand in einfacher Weise berechnen, wobei gegebenenfalls Wasserstandsänderungen auf der Binnenseite der Wand analog (Abb. 57) zu berücksichtigen sind.

Gleichzeitig mit dem Wasserdruck muß unter Umständen auch ein entsprechender Sohlenwasserdruck aus den Welleneinflüssen berücksichtigt werden. Auf die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft wird in diesem Zusammenhang hingewiesen.

Nicht immer kann eine Strandmauer so hoch gebaut werden, daß keine Wellen über das Bauwerk schlagen; vielmehr muß – vornehmlich aus wirtschaftlichen Gründen – im allgemeinen zugelassen werden, daß Wellen über die Mauer schlagen. Für den Lastfall reflektierender Wellen kann dieser Zustand nach dem Ansatz von SAINFLOU in der folgenden Weise berücksichtigt werden: Die Druckverteilung wird so ermittelt, als ob die Wand höher wäre; der die Wand überragende Anteil der Druckfigur wird jedoch bei der Ermittlung der resultierenden Kräfte beziehungsweise Momente nicht in Ansatz gebracht.

Die Wellenkräfte auf eine auf einer Steinschüttung gegründeten, vertikalen Mauer können ähnlich wie im Falle einer niedrigen Mauer nach dem Verfahren von SAINFLOU berechnet werden. Für die Berechnung der Druckordinaten wird die Wassertiefe bis zur Sohle der Schüttung berücksichtigt, da die Schüttung wegen der in der Regel steilen Neigung die Wellenform nicht wesentlich verändert. Lediglich bei sehr flachen Neigungen des Fundamentes ist es zulässig, von der geringeren Wassertiefe bis zum Fuße der vertikalen Wand auszugehen.

6.3.3 Bemessung einer senkrechten Wand gegen brechende Wellen

In Wirklichkeit tritt ein Lastfall mit ausschließlich stehenden Wellen nie auf. Sogar wenn die Wellen nicht brechen, verursacht die Unregelmäßigkeit der Wellen doch dynamische Stoßbelastungen. In vielen Fällen ist der Impuls dieser Wellenstöße aber nicht so groß, daß er maßgebend für die Stabilität wird. Weit gefährlicher werden die Stoßbelastungen, wenn die Wellen am Bauwerk brechen. Am ungünstigsten ist der Augenblick, in dem die auftreffenden Wellen gerade zum Brechen neigen, das heißt, daß Wand und Brechpunkt zusammenfallen, weil in diesem Fall die Wellen ihre größte Steilheit angenommen haben.

An einem Bauwerk brechende Wellen können örtlich sehr begrenzte Aufschlagdrücke von großer Intensität (10 MN/m² und mehr, s. Abschn. 6.2.3) verursachen. Obwohl viele Autoren die Wirkung brechender Wellen auf Küstenbauwerke mit vertikaler Wand untersucht haben, gibt es bis heute keine vollkommen befriedigende Lösung.

Von der Vielzahl der Formeln ist trotz ihrer erheblichen Mängel die Formel von MINIKIN am gebräuchlichsten. Der Gesamtdruck wird durch Überlagerung eines hydrostatischen und eines aus dem Wellenstoß herrührenden dynamischen Druckanteils bestimmt (Abb. 58). Ausgehend von den Modellergebnissen, Messungen in der Natur und der Analyse von Fehlschlägen bei verschiedenen Molenbauten, stellt MINIKIN eine empirische Formel für den dynamischen Druck bei brechenden Wellen auf. Sie lautet in der vom Coastal Engineering Research Center (CERC) angegebenen Form:

$$p_{dyn} = 101 \cdot \gamma \cdot \frac{H_b}{L_d} \cdot \frac{d_s}{d} (d_s + d) \text{ (in 10 KN/m}^2\text{)}$$

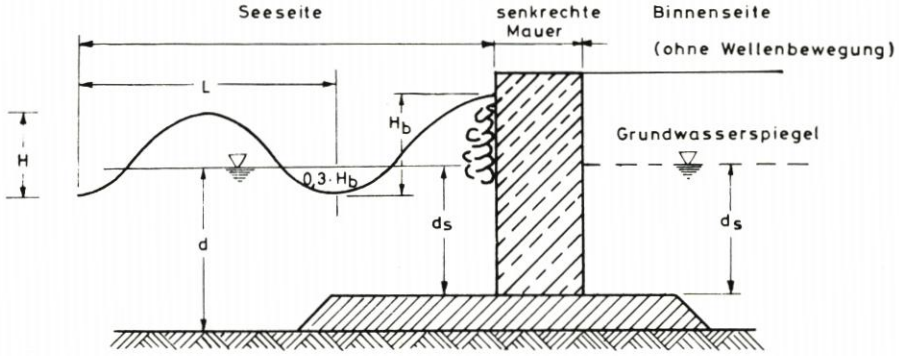
mit H_b = Wellenhöhe im Brechpunkt

L_d = Wellenlänge in der Wassertiefe d
d = Wassertiefe einer Wellenlänge vor der Wand
d_s = Wassertiefe unmittelbar am Bauwerksfuß
γ = Wichte des Wassers

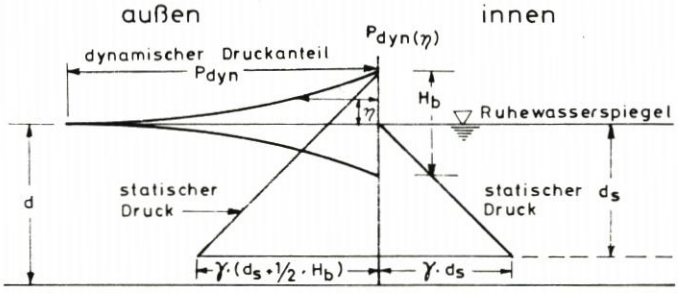
Der maximale, in Höhe des Ruhewasserspiegels angesetzte Druck p_{dyn} nimmt im Bereich der Wellenhöhe (Abb. 58) parabolisch ab. Es ist

$$p_{dyn}(\eta) = p_{dyn}\left[\frac{H_b - 2|\eta|}{H_b}\right]^2$$

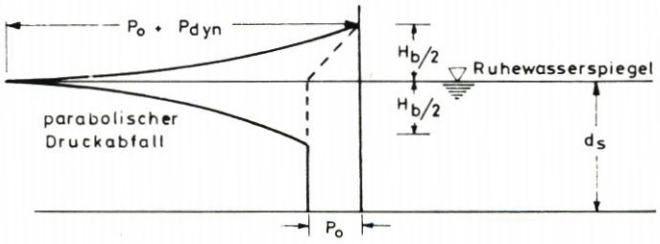
wobei η die Entfernung vom Ruhewasserspiegel bezeichnet.



(a) Erläuterung des Berechnungsansatzes



(b) Ansatz des statischen und dynamischen Drucks



(c) resultierende Belastung

Abb. 58: Wellenangriff und resultierende dynamische und hydrostatische Druckverteilung an einer lotrechten Wand im Augenblick des Brechens der Welle (nach MINIKIN, 1952)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Der parabolische Druckabfall gegen Null im Bereich der Wellenhöhe kommt den Meßergebnissen in der Natur und im Modell relativ am nächsten; der MINIKIN-Ansatz liefert aber extrem hohe Gesamtbelastungen, die Gleichung sollte daher mit Vorsicht angewendet werden. Da die Gleichung für einen speziellen Wellenbrechertyp mit einem zusammengesetzten Querschnitt entsprechend Abb. 58 entwickelt wurde, sind Verallgemeinerungen, zum Beispiel durch Einführung der Strandneigung, problematisch.

Kritisiert wird vor allem, daß der örtlich sehr begrenzte dynamische Druck betrachtet wird, als wäre er statischer Natur. Dieses würde vor allem bei flachen Bodenneigungen viel zu große Querschnitte ergeben. Andererseits liefere die MINIKIN-Gleichung zu kleine Werte für die Druckspitzen, die für einzelne Bauteile durchaus maßgebend sein können.

Trotz der Vorbehalte, die gegen die Anwendung der MINIKIN-Formel sprechen, haben sich differenziertere Verfahren, insbesondere japanische Forschungsarbeiten, noch nicht durchgesetzt, da die Problematik brechender Wellen wissenschaftlich nicht abgeschlossen ist. Auf das Schrifttum wird daher hingewiesen.

6.3.4 Bemessung einer senkrechten Wand gegen bereits gebrochene Wellen

Steht ein Bauwerk in so flachem Wasser oder sogar außerhalb der Wasserlinie, wie es zum Beispiel bei Tidebewegung der Fall sein kann, so sind die anlaufenden Wellen bereits gebrochen, bevor sie das Bauwerk erreichen. Die Energie der auf die Küstenlinie zulaufenden Wellen nimmt durch den Brechvorgang erheblich ab, so daß die Belastung der Wand geringer ist als bei einer am Bauwerk brechenden Welle. Bislang gibt es jedoch keine umfassenden Untersuchungen, aus denen sich eine Beziehung zwischen den auf das Bauwerk wirkenden Kräften und den verschiedenen Wellen- und Bauwerksparametern ableiten läßt.

Unter vereinfachenden Annahmen können die Wellenkräfte nach dem von CERC angegebenen Verfahren näherungsweise bestimmt werden. Diese Verfahren sollen hier der Vollständigkeit halber wiedergegeben werden, obwohl sie durch neuere Untersuchungen zu fehlerhaften Belastungsdiagrammen führen. Für eine genaue Bestimmung der Kräfte sind Modellversuche erforderlich.

In dem Verfahren des CERC wird angenommen, daß die gebrochene Welle mit der gleichen Höhe und Geschwindigkeit, die sie beim Brechen innehatte, weiterläuft. Das bedeutet, daß sich im Moment des Brechens die Bewegung der Wasserteilchen von einer

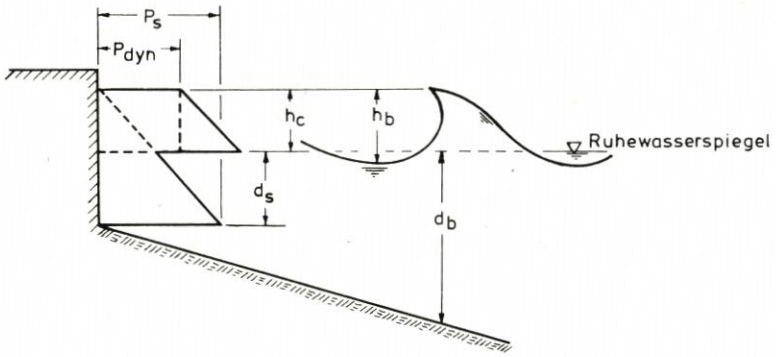


Abb. 59: Belastung einer senkrechten Wand durch gebrochene Wellenmauer seewärts des Ruhewasserspiegels (nach CERC, 1977)

schwingenden in eine translatorische ändert. Es werden nach der Anordnung der Ufermauer zwei Fälle unterschieden, entweder Lage der Wand seewärts oder landwärts des Ruhewasserspiegels.

Das Belastungsdiagramm für den Fall einer Wand seewärts des Ruhewasserspiegels ist in Abb. 59 dargestellt. Für den dynamischen Anteil des Druckes p_{dyn} wird folgender Ansatz empfohlen:

$$p_{dyn} = \frac{\gamma}{2g} \cdot C^2 = \frac{\gamma \cdot d_b}{2}$$

mit $C = \sqrt{g \cdot d_b}$ = Wellengeschwindigkeit im Brechpunkt, d_b = Wassertiefe im Brechpunkt der Welle, g = Erdbeschleunigung und γ = Wichte des Wassers.

Dieser Staudruck wird als konstanter Druck im Bereich des Wellenkamms dem statischen Druck überlagert.

Für die Lage des Kammes (Höhe h_c) über dem Ruhewasserspiegel gilt näherungsweise

$$h_c = 0{,}7 \cdot H_b$$

mit H_b = Wellenhöhe im Brechpunkt

Der statische Druck p_s nimmt linear von $p_s = 0$ in Höhe des Wellenkamms auf $p_s = \gamma (h_c + d_s)$ zu (Abb. 59).

Steht die Uferschutzmauer landwärts des Ruhewasserspiegels, so gilt das Belastungsdiagramm nach Abb. 60. Für die Höhe des Auflaufschwalls wird in Näherung die doppelte Brecherhöhe $2 \cdot H_b$ über dem Ruhewasserspiegel angenommen, wenn keine näheren Untersuchungen über den Wellenauflauf durchgeführt werden.

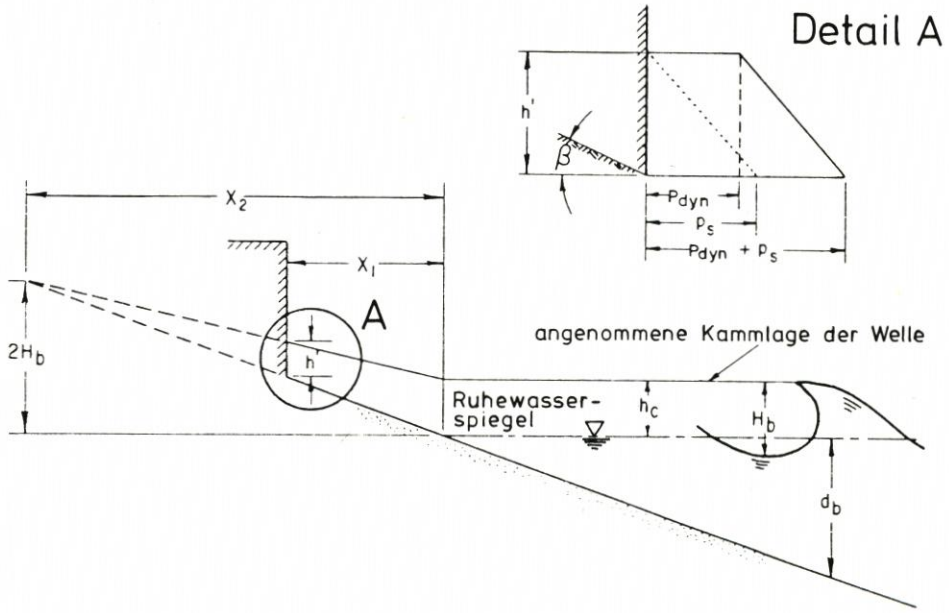


Abb. 60: Belastung einer senkrechten Wand durch gebrochene Wellenmauer landwärts des Ruhewasserspiegels (nach CERC, 1977)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Die Geschwindigkeit des Auflaufschwalls v' wird annähernd zu

$$v' = C\left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

und die Dicke des Auflaufschwalls zu

$$h' = h_c\left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

Die Bezeichnungen gehen, soweit sie nicht im vorigen Abschnitt erklärt wurden, aus Abb. 60 hervor.

Der dynamische Druck p_{dyn} wird wiederum als konstant (über die Höhe h') angesetzt und ergibt sich zu

$$p_{dyn} = \frac{\gamma}{2g} \cdot v'^2 = \frac{\gamma \cdot d_b}{2}\left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2$$

Der statische Druck ergibt sich zu

$$p_s = \gamma \cdot h' = \gamma \cdot h_c\left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

6.3.5 Sonderfälle

Die Gleichungen für die dynamischen Drücke gelten für Uferwände mit senkrechter Stirnfläche. Für Uferwände im flachen Wasser mit nichtsenkrechter Vorderseite (Abb. 61) kann die dynamische Horizontalbelastung in der Regel nicht reduziert werden.

Lediglich bei geneigten Wänden (Abb. 61a) ist eine Abminderung zulässig, und es gilt für die dynamische Horizontalkraft p'_{dyn}

$$p'_{dyn} = p_{dyn} \cdot \sin^2(\Theta)$$

wenn p_{dyn} die dynamische Horizontalkraft auf eine vertikale Wand bezeichnet. Dynamische Vertikalkräfte können für die Stabilitätsuntersuchung vernachlässigt werden.

Alle bisherigen Untersuchungen zur Wellenbelastung einer senkrechten Wand konzentrieren sich auf senkrechten Wellenangriff, weil diese Bedingungen die ungünstigsten Wirkungen auf die Wand erwarten lassen.

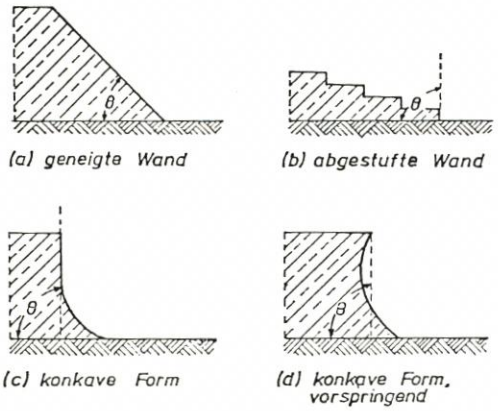


Abb. 61: Definition des maßgebenden Winkels θ bei Strandmauern mit nicht senkrechter Stirnfläche (nach CERC, 1977)

Für die Lastfälle brechender oder gebrochener Wellen wird durch CERC eine Abminderung des dynamischen Lastanteils nach folgender Gleichung

$$p''_{dyn} = p_{dyn} \cdot \sin^2 \alpha$$

vorgeschlagen, wobei α den Winkel zwischen den Wellenorthogonalen und der Wand angibt.

Dieser Ansatz wurde auch auf den Fall reflektierender Wellen übertragen (Verfahren von SAINFLOU). Dem Verfahren liegt die stillschweigende Voraussetzung zugrunde, daß die Wellenenergie in der reflektierten Welle voll erhalten bleibt und daß unabhängig von der Größe des Auftreffwinkels auf die Wand Veränderungen in der Konzentration der Wellenenergie nicht auftreten.

Diese Annahme ist jedoch nicht immer erfüllt, da bei spitzen Wellenangriffswinkeln die Reflexionswelle die Wand nicht mehr vollständig verläßt, sondern infolge der Zunahme an Wellenenergie in der wandnahen Zone eine Aufsteilung (MACH-Stem) mit vergrößerter Wellenhöhe bilden kann. Nach Untersuchungen an der Technischen Universität Hannover ist dieser sogenannte MACH-Effekt als Diffraktionsproblem aufzufassen (Überlagerung der reflektierten Welle mit einer Streuungswelle). Nach diesen Untersuchungen ist das Verhältnis der Stem-Wellenhöhe zur einfallenden Wellenhöhe maximal $H_{st}/H = 2{,}34$ unabhängig vom Wellenanlaufwinkel, wobei sich lediglich die Lage des Wellenhöhen-Maximums verschiebt.

Die Ausbildung des Stems setzt jedoch eine freistehende Kante der Wand voraus, an der sich die Streuungswelle bildet. Diese Voraussetzung ist bei Strand- und Ufermauern in der Regel nicht erfüllt, so daß der obige Ansatz auch für reflektierende Wellen eine brauchbare Näherung zur Erfassung der Wellenbelastung bei schrägem Wellenangriff darstellt.

6.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke

6.4.1 Allgemeines

Zur Berechnung der durch Seegangswellen hervorgerufenen Belastung von Pfahlbauwerken sind zwei Verfahren gebräuchlich. Das Überlagerungsverfahren wird angewandt, wenn die Querschnittsabmessungen des Pfahles klein im Verhältnis zur Wellenlänge sind. Als Grenze kann für den Kreisquerschnitt $D/L < 0{,}05$ angenommen werden. Für die Ermittlung der Belastung auf im Verhältnis zur Wellenlänge große Kreiszylinder wurden Verfahren auf der Grundlage der Diffraktionstheorie entwickelt. Wegen der relativ geringen Bedeutung von Pfahlbauwerken bei Aufgaben des Küstenschutzes wird im folgenden nur das Überlagerungsverfahren kurz behandelt.

6.4.2 Das Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON, SCHAAF

Das Verfahren geht davon aus, daß die Kraft auf einen Körper in einer nichtstationären Strömung aus den zwei Anteilen

Strömungskraft und Beschleunigungskraft

besteht und daß diese Anteile getrennt berechnet und linear überlagert werden können.

Für senkrecht stehende Pfähle wird weiterhin davon ausgegangen, daß die horizontale Komponente u der Orbitalgeschwindigkeit in der Pfahlmittelachse die wirksame Strömung

Die Küste, 36 (1981), 1-320

und die horizontale Komponente $\frac{du}{dt}$ der Orbitalbeschleunigung die wirksame Beschleunigung ist. Das Verfahren ist auch auf vertikal wirkende Kräfte anwendbar.

Die Gesamtkraft P_{ges} auf einen Körper ergibt sich zu:

$$P_{ges} = P_D + P_M = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot F \cdot u \cdot |u| + C_M \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot V \cdot \frac{du}{dt}$$

= Strömungskraft + Beschleunigungskraft
P_D = Strömungskraft auf den Körper [kN]
P_M = Beschleunigungskraft auf den Körper [kN]
C_D = Form- und Strömungsbeiwert [–]
C_M = Massenbeiwert [–]
γ_w = Wichte des Wassers [kN/m³]
g = Erdbeschleunigung [m/s²]
u = horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]
$\frac{du}{dt}$ = horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung [m/s²]
F = projizierte Fläche des Körpers senkrecht zur Strömungsrichtung [m²]
V = Volumen des umströmten Körpers [m³]

Die Gesamtkraft je Längeneinheit auf einen kreiszylindrischen, senkrechten Pfahl ergibt sich zu:

$$P_{ges} = P_D + P_M = C_D \cdot \frac{\gamma_w}{2 \cdot g} \cdot D \cdot u \cdot |u| + C_M \cdot \frac{\gamma_w}{g} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{du}{dt}$$

D = Durchmesser des Pfahles [m]

P_D und P_M sind phasenverschoben; für die Ermittlung der Gesamtkraft ist die Berechnung daher für unterschiedliche Phasenwinkel durchzuführen. Bei Anwendung der linearen Wellentheorie ist das Maximum der Beschleunigungskraft um 90° phasenverschoben gegenüber der Strömungsdruckkraft, die ihr Maximum im Wellenberg hat.

Der C_D-Wert erfaßt das nicht-ideale Verhalten der Flüssigkeit und ist abhängig von der Form des umströmten Körpers, der REYNOLDSschen Zahl

$$Re = \frac{u \cdot D}{\upsilon}$$

u = Strömungsgeschwindigkeit infolge Orbitalbewegung [m/s]
D = Pfahldurchmesser bzw. charakteristische Abmessung [m]
υ = kinematische Zähigkeit [m²/s] ($\upsilon = 1{,}0 \cdot 10^{-6}$ m²/s für Wasser bei 20 °C)

der Oberflächenrauhigkeit des Pfahles und dem Ausgangsturbulenzgrad der Flüssigkeit. Entscheidend für die Strömungsdruckkraft ist die Verschiebung des Ablösepunktes der Grenzschicht.

Es muß unterschieden werden zwischen einem unterkritischen Bereich der REYNOLDSschen Zahl mit einer laminaren Grenzschicht und einem überkritischen Bereich mit turbulenter Grenzschicht. In der Natur liegen die REYNOLDSschen Zahlen meist im überkritischen Bereich. Wie die Abb. 62 zeigt, kann die Wahl der Wellentheorie das Ergebnis entscheidend beeinflussen.

Für kreiszylindrische Pfähle in nichtbrechenden Wellen wird allgemein vorgeschlagen, mit einem Wert

$$C_D = 0{,}7$$

zu bemessen.

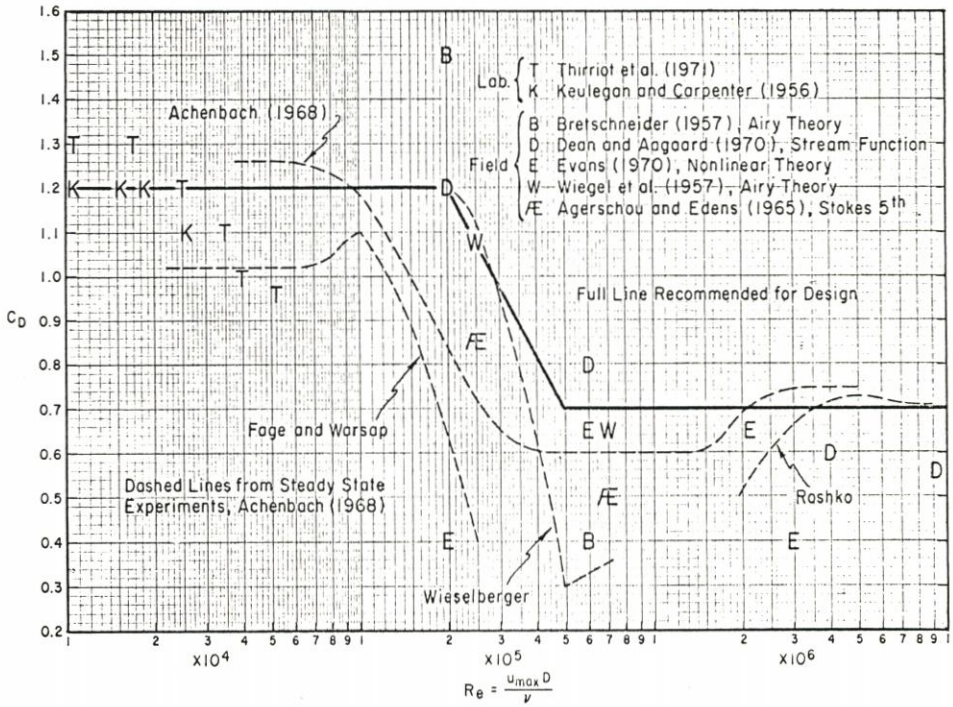


Abb. 62: C_D-Werte für Kreiszylinder in Abhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl (nach Cerc, 1977)

An Pfählen, bei denen der Ablösepunkt durch Ecken oder Abreißkanten vorgegeben ist, ist der C_D-Wert praktisch konstant über Re. Hinsichtlich der für praktische Aufgaben zu wählenden C_D-Werte wird auf das Schrifttum verwiesen.

Einem freistehenden Körper, der einer beschleunigten Strömung ausgesetzt ist, wird durch die Strömung eine Kraft in Richtung der Beschleunigung aufgeprägt. Der Massenbeiwert C_M gibt an, welche Flüssigkeitsmasse im Verhältnis zur Verdrängungsmasse m_o des in der Flüssigkeit befindlichen Körpers beschleunigt werden muß. Es ist

$$C_M = 1 + \frac{m_a}{m_o}$$

m_o = durch den Körper verdrängte Flüssigkeitsmasse
m_a = zusätzlich zu beschleunigende Flüssigkeitsmasse (added mass)

Auf unterschiedliche Definitionen für die Massenbeiwerte C_M sei hingewiesen. Teilweise wird als Referenzmasse nicht die Verdrängungsmasse zugrundegelegt, oder es wird nur das Verhältnis der Differenz, also der Wert C_M–1, angegeben.

Bei senkrecht angeströmten Platten oder allgemein bei Körpern mit großer Anströmfläche gegenüber dem Gesamtvolumen nehmen die C_M-Werte sehr große Werte an, wenn man die oben gegebene Definition benutzt. Obwohl im Prinzip die Faktoren, die den C_D-Wert beeinflussen, auch einen Einfluß auf den C_M-Wert haben, konnte bisher keine abgesicherte quantitative Abhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl aufgezeigt werden.

Der theoretische C_M-Wert für einen Kreiszylinder in einer reibungsfreien Flüssigkeit beträgt:

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$C_M = 2.0$$

Dieser Wert wird auch für praktische Entwurfsaufgaben empfohlen.

Hinsichtlich der C_M-Werte anderer geometrischer Formen wird auf das Schrifttum verwiesen.

Die in die Gleichung für die Wellenkräfte eingehenden Orbitalgeschwindigkeiten und Beschleunigungen sind entsprechend Abschn. 3 nach der für die örtlichen Verhältnisse maßgebenden Wellentheorie zu ermitteln.

6.4.3 Sonderfälle

Es muß beachtet werden, daß bei Pfählen, die dichter als etwa 4 Pfahldurchmesser zusammenstehen, eine Erhöhung der Belastung bei in Wellenrichtung nebeneinanderstehenden Pfählen und eine Abminderung der Belastung bei hintereinanderliegenden Pfählen eintritt.

Es werden folgende Korrekturen für die Belastung (Tab. 15) vorgeschlagen:

Tabelle 15
Multiplikator bei kleinen Pfahlabständen (nach DIETZE, 1964)

$\frac{\text{Pfahlmittelabstand e}}{\text{Pfahldurchmesser D}}$	2	3	4
Für Pfähle in Reihen parallel zum Wellenkamm	1,5	1,25	1,0
Für Pfähle in Reihen senkrecht zum Wellenkamm	0,7	0,8	1,0

Für brechende Wellen im Tiefwasser kann wie bei nichtbrechenden Wellen bemessen werden, wenn die entsprechenden Orbitalgeschwindigkeiten und -beschleunigungen berücksichtigt werden.

Dagegen wird für brechende Wellen im Flachwasser vorgeschlagen, den C_D-Wert zu erhöhen. Das CERC schlägt hierfür auf Grund einer als „begrenzt" bezeichneten Information vor

$$C_D\text{-Brechen} = 2{,}5 \cdot 0{,}7 = 1{,}75$$

Wegen der kurzen Dauer der Spitzenbelastung kommen andere Autoren zu dem Schluß, daß diese hohen Belastungen nicht als statisch wirksame Last für die gesamte Konstruktion anzusetzen sind, sondern nur für die örtliche Bemessung (z. B. Beulen der Zylinderwandung).

Die Frage zusätzlicher Sicherheitsfaktoren, die die Streuung gemessener Kräfte gegenüber gerechneter Kräfte berücksichtigen, ist insbesondere für Flachwasserverhältnisse nicht abschließend geklärt.

Wenn die Bemessungswelle eine geringe Wahrscheinlichkeit hat, wird ein Sicherheitsfaktor von 1,5 empfohlen; wird die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Bemessungswelle größer (z. B. wenn die Wellenhöhe am Bauwerk durch die Wassertiefe begrenzt ist, von den Windbedingungen her jedoch häufiger überschritten würde), wird ein Sicherheitsfaktor > 2 empfohlen, um die Unsicherheiten in den Beiwerten C_M und C_D zu berücksichtigen.

Abschließend soll noch auf die Schwingungskräfte im Pfahl hingewiesen werden, die durch Ablösewirbel entstehen und die quer zur Anströmrichtung wirken. Die Größe dieser Kräfte ist abhängig vom Eigenschwingverhalten des Bauteils. Je starrer das Bauwerk ist, um so

geringer sind diese Kräfte. An starren Bauwerken können Schwingungskräfte in der Größe der Strömungsdruckkräfte als vernünftige obere Grenze angesehen werden. Bei Eigenfrequenzen des Bauwerks, die das Doppelte der Wellenfrequenz betrugen, wurden Schwingungskräfte beobachtet, die das 4,5fache der Strömungsdruckkräfte betrugen.

6.5 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck

6.5.1 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 (die Hamburgische Schiffbau-Versuchsanstalt arbeitet zur Zeit daran), sind rein theoretische Verfahren zur Berechnung der horizontalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke heute noch nicht möglich. Es gibt aber eine Reihe von experimentellen 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 Eis-Brechkräfte 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 zu treffenden Annahmen sind nicht gesichert. Daher wird vorgeschlagen, in diesem Falle die Voraussage der Eisdruckbelastung durch Modellversuche, insbesondere für Eisverhältnisse wie Packeis und Preßeisrücken, vorzunehmen.

6.5.2 Arten der Eisdruckbelastung

Wenn kleinere Eisschollen auf senkrechte, schlanke Pfähle auftreffen, werden sie durch die örtliche Kerbwirkung des Pfahles entgegen der Treibrichtung aufgespalten. Von einer gewissen Schollengröße an, die von der Eisdecke und dem Pfahldurchmesser abhängt, entsteht der Schneidevorgang, bei dem der Pfahl die Eisscholle aufschneidet. Hierbei tritt der zwei- bis

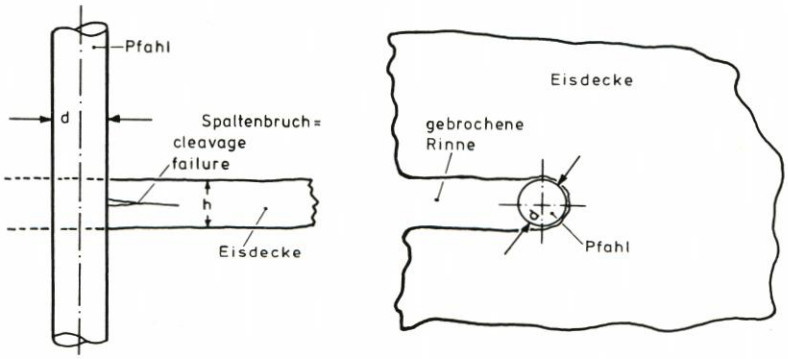


Abb. 63: Spaltbruchversagen der Eisdecke

Die Küste, 36 (1981), 1-320

dreidimensionale Spannungszustand im Eis vor dem Pfahl auf, weil eine Verformung des Eises zur Seite hin behindert wird. Der hierbei auftretende Bruchvorgang (Abb. 63) wird als Spaltbruch (cleavage failure) bezeichnet.

Vor breiten, senkrechten Bauwerken wird beim Aufprall einer kleineren Eisscholle das Eis im Kontaktbereich örtlich zermalmt, ohne daß dabei ein horizontaler Spaltbruch oder ein senkrechtes Aufspalten der Eisscholle auftritt. 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 durch den Aufprall weiterer Eisfelder in Bewegung setzt. In diesem Fall, der übrigens an der deutschen 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. Eisräumwiderstände treten auch auf, wenn unkonsolidiertes Packeis gegen die Bauwerke treibt. In diesem Fall baut sich vor dem Bauwerk eine Eisansammlung auf, und das nachdrükkende 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 4,5mal so tief ins Wasser eintaucht, als 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, das heißt, 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.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

6.5.3 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 im Eislabor des Iowa Institute of Hydraulic Research gewonnen wurden. Die hiernach berechneten Eisdruckkräfte stimmen sehr gut mit Ergebnissen von russischen und japanischen Wissenschaftlern überein (Abb. 64):

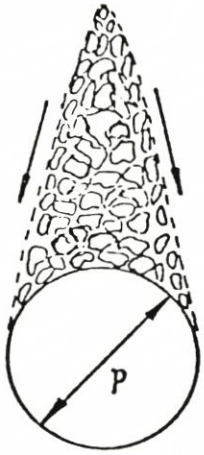


Abb. 64: Gleitebene von unkonsolidiertem Packeis vor einer zylindrischen Säule

Danach beträgt die Eisdruckkraft auf eine schlanke, runde, senkrechte Stütze

$$P = 3.57\ d^{0,5}\ h^{1,1}\ o_c$$

mit d = Pfahlbreite in cm, h = Eisdicke in cm und o_c = einaxiale Druckfestigkeit des Eises bei $\dot{\varepsilon} = 0.003\ ^1/s$ in kPa.

An einem eingefrorenen Bauwerk erhöht sich die Eisdruckkraft wegen des engen Kontaktes zwischen Eis und Bauwerk um 100 %.

6.5.4 Häufigkeiten von Eistagen und Eismächtigkeiten im deutschen Küstengebiet

Entscheidend für die Berechnung des Treibeisdruckes auf Bauwerke ist die Frage, welche Eisdicke in den Gleichungen angesetzt werden muß, das heißt, welche Eisdicke entsprechend den klimatischen und hydraulischen Gegebenheiten örtlich möglich ist.

Im Eisnachrichtendienst des Deutschen Hydrographischen Instituts Hamburg werden seit 80 Jahren Eisbeobachtungen von zahlreichen Orten der deutschen Nord- und Ostseeküste gesammelt, die auch Angaben über die Eisdicke enthalten. Auf Abb. 65 ist nach diesen Beobachtungen der Eisreichtum der Winter von 1896/97 bis 1978/79, getrennt nach Nord- und Ostsee, graphisch dargestellt. Diese Angaben beinhalten:

- die räumliche Ausdehnung des Eises
- die Eisdicke
- die Dauer des Auftretens von Eis

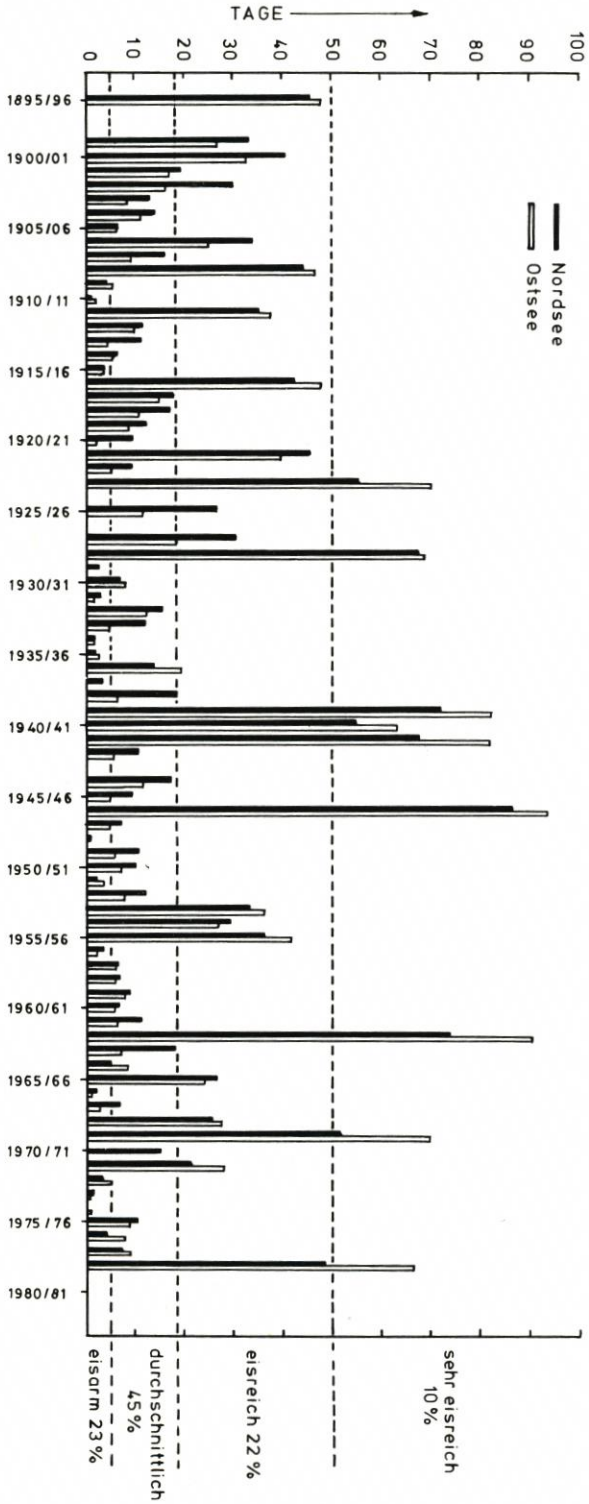


Abb. 65: Mittlere Anzahl der Tage des Eisauftretens (reduzierte Eissumme) in den Wintern an den Küsten der Deutschen Bucht und der westlichen Ostsee

Die Eiswinter werden in eisarm, mäßig eisreich, eisreich, sehr eisreich und extrem eisreich unterschieden. In den letzten 90 Jahren waren demnach die Eiswinter 1947/48 und 1962/63 am eisreichsten. Für die Berechnung des Eisdruckes werden daher im folgenden die in diesen Wintern an den verschiedenen Orten der Nord- und Ostseeküste aufgetretenen maximalen Eisdicken in cm als Richtwerte angegeben:

Helgoland	30 bis 50	Nord-Ostsee-Kanal	60
Wilhelmshaven	40	Flensburg (Außenförde)	32
Leuchtturm „Hohe Weg"	60	Flensburg (Innenförde)	40
Büsum	45	Schleimünde	35
Meldorf (Hafen)	60	Kappeln	50
Tönning	80	Eckernförde	50
Husum	37	Kiel (Hafen)	55
Hafen Wittdün	60	Lübecker Bucht	50

Die Angaben wurden aus den im Deutschen Hydrographischen Institut gesammelten Beobachtungsprotokollen der einzelnen Orte entnommen.

Die Informationen über Preßeisrücken und Preßeishügel – obwohl wahrscheinlich die größten Eiskräfte verursachend – sind sehr unvollständig. Die Erklärung ist, daß Eisverhältnisse dieser Art im deutschen Küstenraum sehr selten auftreten. Preßeisrücken oder -hügel entstehen dann, wenn starke Winde das Eis aufbrechen und zusammenschieben. Derartige Verhältnisse sind zuletzt im Winter 1978/79 an der Ostküste beobachtet worden. Als maximale Dicke von Preßeisrücken wurden 4,0 m in der Kieler Bucht gemessen. Inwieweit diese Preßeisrücken aber im oberen Teil zusammengefroren waren, ist nicht bekannt. Gerade diese Kenntnis ist aber für die Bestimmung der maximalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke wichtig.

7. Schriftenverzeichnis

Zu Abschnitt 2: Tiden und Sturmfluten

Dietrich, G. u. Kalle, K.: Allgemeine Meereskunde. Gebr. Bornträger, Berlin, 1957.

Eiben, H. u. Sindern, J.: Die Wintersturmfluten 1978/79 – Wasserstände und Windverhältnisse an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 65, 1979.

Freistadt, H: Die Sturmflut vom 16./17. 2. 1962 in Hamburg. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

Führböter, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeiten von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 51, 1976.

Harleman, D. R. F. u. Lee, C. H.: The Computation of Tides and Currents in Estuaries and Canals. Mass. Inst. of Techn., Hydrodyn. lab., Techn. Bull. No. 16, Cambridge, Mass., 1969.

Heerten, G. u. Partenscky, H. W.: Ein Vergleich der Sturmflut vom 3. Januar 1976 auf der Elbe mit anderen Sturmfluten nach 1962. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 45, 1977.

Hensen, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten" im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.

Hundt, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1954.

Ingenieurkommission des niedersächsischen Ministers 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.

Ingenieurkommission des niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer, Krause, Luck): Erfahrungen aus den Sturmfluten vom November/Dezember 1973 für die niedersächsischen Küstenschutzwerke. Die Küste, H. 29, 1976.

Ingenieurkommission des niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und 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.

Koopmann, G.: Wasserstandserhöhungen in der Deutschen Bucht infolge von Schwingungen und Schwallerscheinungen und deren Bedeutung bei der Sturmflut vom 16./17. Februar 1962. Dt. hydrogr. Z., Bd. 15, H. 5, 1962.

Kramer, J.: Neue Deiche, Siele und Schöpfwerke zwischen Dollart und Jadebusen. Ostfriesland im Schutze des Deiches, Bd. II, 1969.

Kruhl, H.: Sturmflut-Wetterlagen an der Ostsee im Winter 1978/79. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 65, 1979.

Küstenausschuss Nord- und Ostsee: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten" und Empfehlungen für ihre Nutzanwendung beim Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.

Laucht, H.: Hochwasserschutz im Hafen Hamburgs. Jb. der HTG, Bd. 29, Berlin, 1966.

Lüders, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. Wasser und Boden, H. 2, 1957.

Lüders, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke". Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1966.

Lüders, K.: Veröffentlichungen über die Februar-Sturmflut 1962 (Stand 1966). Die Küste, H. 1, Jg. 14, 1966.

Lüders, K.: Über die Gültigkeitsdauer des „Bemessungswasserstandes für Seedeiche" an der niedersächsischen Nordseeküste. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1969, Bd. XXI, 1971.

Lüders, K.: Sturmtidenketten. Jahresbericht 1973, Band XXV der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney, Bd. XXV, 1974.

Lüders, K. u. Luck, G.: Kleines Küstenlexikon. 3. Aufl., Hildesheim, 1976.

Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Landesamt für Wasserwirtschaft: Die Sturmfluten vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein: Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz Schleswig-Holstein. Kiel, 1963.

Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein: Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz Schleswig-Holstein. Kiel, 1977.

Nasner, N. u. Partenscky, H. W.: Sturmfluten in der Elbe und an der deutschen Nordseeküste von 1901 bis zum Januar 1976. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 45, 1977.

Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen, Hannover, 1973.

Rodloff, W.: Hydrologische Betrachtungen zur Ostseesturmflut vom 12./13. November 1872. DGM, Jg. 16, H. 6, 1972.

Rohde, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. Die Küste, H. 30, 1977.

Schelling, H.: Die Sturmfluten an der Westküste von Schleswig-Holstein unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Pegel Husum. Die Küste, Jg. 1, H. 1, 1952.

Siefert, W.: Über das Sturmflutgeschehen in Tideflüssen. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 63, 1978.

Sindern, J., u. Göhren, H.: Die Sturmfluten im Januar 1976 – Wasserstände und Tidekurven. Die Küste, H. 33, 1979.

Zitscher, F. F., Scherenberg, R., u. Carow, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1971 an den Küsten Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 33, 1979.

Zu Abschnitt 3: Seegang und Brandung
Zu Abschnitt 4: Strömungen im küstennahen Raum
Zu Abschnitt 6: Bemessung von Küstenschutzwerken

ARBEITSAUSSCHUSS UFEREINFASSUNGEN: Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU 1980). 6. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst, Berlin-München, 1981.

BATTJES, J. A.: Computation of Set-up, Longshore Currents, Run-up and Overtopping due to Wind-generated Waves. Delft Univ. of Technology, Dept. of Civil Eng. Communications on Hydraulics, Report No 74–2, 1974.

BATTJES, J. A.: Surf Similarity, Proc. Intern. Conf. on Coastal Engineering, Kopenhagen 1974.

BERGER, U.: MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem. Mitt. d. Franzius-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 43, 1976.

BIEZEL, F.: Etude théorique de la réflexion de la houle sur certains obstacles. La Houille Blanche 10, 1955.

BOELKE, S. u. RELOTIUS, P. C.: Über die wellenerzeugten Druckschlagbelastungen von Seedeichen im Böschungsbereich zwischen 1:4 und 1:6. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 42, 1974.

BRÖSSKAMP, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.

BRUNS, E.: Berechnung des Wellenstoßes auf Molen und Wellenbrecher. Jb. der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 19, 1941/49, Berlin, 1951.

BRUUN, P. u. GÜNBAK, A. R.: Risk Criteria in Design. Symp. Design Rubble-Mound Breakwaters, British Hovercraft Corporation, Isle of Wight, Paper No. 4, 1977.

BÜSCHING, F.: Über die Orbitalgeschwindigkeiten irregulärer Brandungswellen. Mitt. des Leichtweiss-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig. H. 42, 1974.

BÜSCHING, F.: Neue Aspekte bei der Beurteilung küstennaher Wellentransformation und Energieumwandlung. Berichtswerk 8. Aufbauseminar Meerestechnik, Berlin, 1980.

BURKHARDT, O.: Über den Wellendruck auf senkrechte Kreiszylinder. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 29, 1967.

DAEMRICH, K. F., u. KOHLHASE, S.: Diffraktion an halbunendlichen Wellenbrechern – Diagramme der Wellenhöhenverteilung unter totalreflektierenden, linienförmigen Bauwerken. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.

DAEMRICH, K. F.: Diffraktion gebeugter Wellen – Ein Beitrag zur Berechnung der Wellenunruhe im Hafen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.

DEAN, R. G.: Relative Validity of Water Wave Theories. Proc. ASCE Specialty Conference on Civil Engineering in the Oceans, San Francisco, 1968.

DEAN, R. G.: Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application. US Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, 1973.

DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 41, 1974.

DETTE, H. H.: Grundsätzliche Betrachtung über die Bemessung und Ausbildung von geneigten Wellenbrechern. Mitt. des Leichtweiss-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 42, 1974.

DETTE, H. H.: Ein Vorschlag zur Analyse eines Wellenklimas. Die Küste, H. 31, 1977.

DETTE, H. H. u. STEPHAN, H.-J.: Über den Seegang und Seegangswirkungen im Küstenvorfeld der Ostsee. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 65, 1979.

DIETZE, W.: Seegangskräfte nichtbrechender Wellen auf senkrechte Pfähle. Bauingenieur, Jg. 39, 1964.

DOMZIG, H.: Wellendruck und druckerzeugender Seegang. Mitt. d. Franzius-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 8, 1955.

DRAPER, L.: The Analysis and Presentation of Wave Data – a plea for uniformity. Proc. 10th Intern. Conf. on Coastal Eng., Tokyo, 1966.

DRAPER, L. u. TUCKER, M. J.: The Determination of Wave Conditions for Marine Engineering in „Dynamics waves in civil engineering". Edited by D. A. Howells, London, Wiley-Interscience, 1971.

EGGERT, W. D., u. KOHLHASE, S.: Wave Transmission and Diffraktion at Permeable Breakwaters. Proc. Intern. Conf. on Water Resources Development, Taipei, 1980.

ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 41, 1974.

FAHRENTHOLZ, S. R.: Wellen- und Wasserstandsmessungen in freier See mit Hilfe des akustischen Echolotverfahrens. Intern. Kongreß Interocean '73, Düsseldorf, 1973.

FREISTADT, H., KRAMER, J., LÜDERS, K., RODLOFF, W. u. TRAEGER, A.: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februarsturmflut 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 28, 1966.

FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1974.

FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergien. Mitt. d. Leichtweiss-Inst. f. Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 65, 1979.

HAGER: Untersuchungen über MACH-Reflexion an senkrechter Wand. Mitt. d. Franz.-Inst. d Techn. Univ. Hannover, H. 42, 1975.

HASSELMANN, K. et al.: Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Projekt (JONSWAP). Ergänzungsheft zur DHZ, Reihe A, Nr. 12, 1973.

HENSEN, W.: Modellversuche über den Wellenauflauf an Seedeichen im Wattengebiet. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Hochschule Hannover, H. 5, 1954.

HOLMES, P.: Wave Climate. Symp. Design Rubble-Mound Breakwaters, British Hovercraft Corporation, Isle of Wight, Pap. No. 1, 1977.

HOMMA, M. u. HORIKAWA, K.: Experimental study on total wave force against sea walls. Coastal Engineering in Japan, 8, 1965.

HORIKAWA, K.: Coastal Engineering. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 1978.

HUDSON, R. Y.: Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters. Journal of die Waterways and Harbor Division, ASCE, Vol. 96, No. WW2, 1959.

IPPEN, A. T.: (Ed.) Estuary and Coastline Hydrodynamics. McGraw-Hill, New York, 1966.

IRIBARREN, R. u. OLANO, N.: New design of breakwaters with vertical sides. XVIII. Internationaler Schiffahrtskongr., Rom, 1953.

JOHNSON, R. R., MANSARD, E. P. D., u. PLOEG, J.: Effects of Wave Grouping on Breakwater Stability. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Hamburg, 1978.

KAMEL, A. M.: Water wave pressures on seawalls and breakwaters. Waterways Exper. Station Techn. Rep. No. 2–10, 1968.

KAMEL, A. M.: Shock pressures caused by waves breaking against coastal structure. Waterways Exper. Station Rep. No. H – 68 – 2, 1968.

KOBUS, H. (Hrsg): Wasserbauliches Versuchswesen. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, H. 4, 1978.

KOCH, M. u. NIEMEYER, H. D.: Sturmtiden – Strommessungen im Bereich des Norderneyer Seegats. Forschungsst. f. Insel- und Küstenschutz d. Nds. Wasserwirtschaftsverwaltung, Jahresbericht 1977, Bd. 29, 1978.

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.

LUNDGREN, H. u. GRAVESEN, H.: Vertical Face Breakwaters. 6. Hafentage Antwerpen, 1974.

LONGUET-HIGGINS, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journ. of Marine Research, Vol. XI, No. 3, 1952.

MAGENS, C.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Hochschule Hannover, H. 14, 1958.

LE MEHAUTÉ, B.: An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves. Springer Verlag New York, Heidelberg, Berlin, 1976.

MICHE, R.: Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur croissante ou décroissante. Ann. des Ponts et Chaussées, 1944.

MINIKIN, R.: Winds, waves and maritime structures. Ch. Griffin & Co., London, 1963.

MORAES, C. de C.: Experiments of Wave Reflection on Impermeable Slopes. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, 1970.

MORISON, J. R., O'BRIEN, M. P., JOHNSON, J. W. u. SCHAAF, S. A.: The Force Exerted by Surface Waves on Piles. Trans., Amer. Inst. Mining Eng. 189, 1950.

NAGAI, S.: Shock pressures exerted by breaking waves on breakwaters. Proc. ASCE 86, WW 2, 2504, 1960.

NAGAI, S.: Wave pressures on various types of vertical wall breakwaters. 21st Intern. Nav. Congr., Stockholm, Sect. II – 1, 1965.

NAGAI, S.: Pressures of standing waves on vertical wall. Proc. ASCE 95, WW 1, 6408, 1969.

NIHOUL, J. C. J. (Hrsg): Marine Forecasting. Predictability and Modelling in Ocean Hydronamics. Elsevier Oceanogr. Vol. 25, 1979.

PARTENSCKY, H.-W.: Auswirkungen der Naturvorgänge im Meer auf die Küsten-, Seebauprobleme und Seebautechnik. Intern. Kongreß für Meeresforschung und Meeresnutzung, INTEROCEAN '70, Düsseldorf, 1970.

PENNY, W. G. u. PRICE, A. T.: The Diffraction Theory of Sea Waves. Directorate of Miscellaneous Weapons Development Ministery, No. 26, Artificial Harbours, Sec, 3 D, 1944.

PLAKIDA, M. E.: Pressure of waves against vertical wall. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Vol. III, 1970.

PRANDLE, D.: A Numerical Model of the Southern North Sea and the River Thames. Inst. of Oceanogr. Sciences, Rep. No. 4, Birkenhead, 1974.

RAMAN AYYAR: On the Hydromechanics of Breakers in Steep Slopes. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 33, 1969.

RAUVILLE, A., BESSON, P. u. PETRY, P.: Etat actuel des études internationales sur les efforts dus aux lames. Anm. des Ponts et Chaussées, Vol. 8, No. 7, 1938.

RICHTER, K.: Neue Ergebnisse der Seegangsforschung. Inst. für Schiffbau der Univ. Hamburg, 15. Fortbildungskurs, Hamburg, 1979.

RUNDGREN, L.: Water wave forces. Inst. of Hydr., Inst. of Techn., Stockholm, Bull. No. 54, 1958.

RYE, H.: The Stability of Some Currently Used Wave Parameters. Coastal Engineering, Vol. 1, No. 1, March 1977.

SAINFLOU, M.: Treatise on vertical breakwaters. Anm. des Ponts et Chaussées, Transl. US Corps of Eng., 1928.

SCHIJF, J. B.: Generalities on Coastal Processes and Protection. Journal of the Waterways and Harbours Division, Proc. ASCE, März 1959.

SCHIJF, J. B.: Wave Run-up and Overtopping. Government Publishing Office, The Hague, 1974.

SCHÜTTRUMPF, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 39, 1973.

SHORE PROTECTION MANUAL: U.S. Army Coastal Engineering Res. Center, Vol. I–III, 1977.

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.

TAUTENHAIN, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs – Ein Beitrag zur Bemessung. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 52, 1981.

VINJÉ, J. J.: Investigations for coastal protection with concrete mats. North Sea Coastal Eng. Group, Delft, Niederlande, 1972.

WASSING, F.: Model Investigations of Wave Run-up carried out in the Netherlands during the past twenty years. Proc. 6th Intern. Conf. on Coastal Eng., Gainesville, USA, 1957.

WEENINK, M. P. H.: A Theory and Method of Calculation of Wind Effects on Sea Levels in a Parthy-enclosed Sea, with Special Application to the Southern Coast of die North Sea. Staatsdruckkerij, s' Gravenhage, 1958.

WEMELSFELDER, P. J.: De integrator als golfmeet-apparatur. De Ingenieur 66, Nr. 19, 1954.

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.

ZENKOVICH, V. P.: Processes of Coastal Development. Oliver and Boyd, Edinburgh and London, 1967.

Zu Abschnitt 5: Eisgang

AFANAS'EV, V. P. et al.: Ice Pressure on Separate Supporting Structures in the Sea. CRREL Transl. TL 346.

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.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

ANDERSON, D. L. u. WEEKS, W. F.: A theoretical analysis of sea-ice strength. Transactions American Geophysical Union, Vol. 39, No. 4, p. 632–640.

ASSUR, A.: Composition of Sea Ice and its Tensile Strength, Artic Sea Ice. U.S. National Academy of Science. National Research Council, Publication 598, Washington, 1958.

DIETRICH, D. u. KALLE, K.: Allgemeine Meereskunde. 2. Aufl., Gebr. Bornträger, Berlin, 1965.

DYKINS, J. E.: Ice engineering – tensile properties of sea ice grown in a confined system. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report R68g.

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.

Frederking, R. u. SCHWARZ, J.: A Model Investigation of Ice Forces on Fixed and Oscillating Cones. Intermaritec '80, Hamburg.

HÄUSLER, F. U.: Druckfestigkeitsversuche mit Salzwasser-Eis. Intermaritec '80, 1980.

HAWKES, J. u. MELLOR, M.: Deformation and fracture of ice under uniaxial stress. Journal of Glaciology, Vol. 11, No. 61.

HAYNES, F. D.: Tensile strength of ice under triaxial stresses. US Cold Regions Research and Engineering Laboratory.

HIRAYAMA, K., SCHWARZ, J. u. WU, H. C.: Effect of ice thickness on ice forces. Proc. of 6th Annual offshore Technology Conference, Houston, 1974.

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 3rd Intern. Conf. on Permafrost, Edmonton, Alberta.

KORZHAVIN, K. N.: Vozdestviye l'da na inzhenernye sooruzheniya (Action of ice on engineering structures). Engl. Translation, U.S. Cold Region Research and Engineering Laboratory, Trans. TL 260.

LAVROW, V. V.: Deformation and strength of ice, Transl. by T. Pelz, Ed. by G. N. Yakovlew, Avail, from Nat. Technic. Information Service, U.S. Dept. of Commerce, Springfield, Virginia 22151, 1972.

MICHEL, B. u. RAMSEIER, R. O.: Classification of river and lake ice based on its genesis, structure and texture. Department of Civil Engineering, University of Laval Quebec, Que., Report S – 15.

PAIGE, R. A. u. LEE, C. W.: Preliminary studies on sea ice in McMurdo Sound, Antarctica, during „Deep Freeze 65". Journ. of Glaciology, Vol. 6, No. 46, 1967.

PEYTON, H. R.: Sea ice strength. College Alaska, Geophysical Institute, University of Alaska (UAGR-182).

POUNDER, E. R.: Physics of Ice. Pergamon Press, 1965.

SAEKI, H. et al.: Experimental Study on Ice Forces on a Pile. Fourth Int. Confer. on Port and Ocean Engineering under Arctic Condition, Nfdl. 1977.

SCHWARZ, J. u. WEEKS, W. F.: Engineering Properties of Sea Ice. Journ. of Glaciology, Vol. 19, No. 81, p. 499–531.

SCHWARZ, J.: Treibeisdruck auf Pfähle. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 24, 1964.

WEEKS, W. F.: The Structure of Sea Ice. Arctica Sea Ice, U.S. National Academy of Science, National Research Council, Publication 598, Washington, 1958.

WEEKS, W. F. u. ASSUR, A.: The Mechanical Properties of Sea Ice. Ice Pressure against Structures. Proceedings Conference, Laval University, Quebec, November 1966, Ottawa, 1968.

VAUDREY, K. D.: Determination of mechanical sea ice properties by large scale field beam tests. 4th Intern. Conf. on Port and Ocean Eng. under Arctic Cond., St. Johns, Nfdl.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen B:

Boden und Baugrund für Küstenschutzwerke

Inhalt

1. Untergrundaufschluß 105
1.1 Allgemeines 105
1.2 Sondierungen 106
1.3 Rammkern – Bohrverfahren 107
1.4 Wahl des geeigneten Bodenaufschlußverfahrens 107
1.5 Entnahme von Sonderproben 107
2. Bodenkennwerte des gewachsenen Bodens 107
2.1 Allgemeines 107
2.2 Scherfestigkeit des undränierten Bodens 109
3. Bodenkennwerte von Erdbaukörpern 109
3.1 Bodenkennwerte für Vorentwürfe 109
3.2 Bodenkennwerte aus Versuchen 109
3.3 Besonderheiten des Kleis 111
4. Grundsätze für erdstatische Berechnungen 113
4.1 Allgemeines 113
4.2 Vorschriften und Empfehlungen 113
4.3 Setzungen 114
5. Schriftenverzeichnis und Normen 116

1. Untergrundaufschluß

1.1 Allgemeines

Erste Erkenntnisse über den Bodenaufbau des Baugeländes können aus der geologischen Entstehungsgeschichte gewonnen werden. Sie gibt allgemeine Hinweise, wo wegen besonders wechselhafter oder ungünstiger Untergrundverhältnisse Aufschlußarbeiten konzentriert werden müssen und welche Verfahren zur Baugrunderkundung am wirtschaftlichsten sind. Dazu dienen Sondierungen, Bohrungen und Schürfungen (DIN 1054, Abschn. 3).

Im allgemeinen ist der Untergrund durch Bohrungen nach DIN 4021, Bl. 1, aufzuschließen, wobei die erbohrten Bodenarten nach DIN 4022, Bl. 1, bzw. DIN 18 196 benannt und die Ergebnisse nach DIN 4023 dargestellt werden. Hauptbohrungen werden bei langgestreckten Bauwerken im Abstand von etwa 50 bis 100 m in der Bauwerksachse angeordnet. Falls die Hauptbohrungen stärkere Wechsel im Verlauf der Baugrundschichtung anzeigen, sind zusätzlich Nebenbohrungen angebracht. In jedem Fall sollte ein hinreichender Überblick über die Baugrundverhältnisse auch längs eines Streifens auf beiden Seiten des Bauwerks gewonnen werden (EAU 1, 1974). Als Bohrungsabstand bei einzeln stehenden Bauwerken gibt DIN 1054, Abschn. 3.2.2, etwa 25 m an. Die Bohrtiefe richtet sich nach der Mächtigkeit der die Setzungen und die Standsicherheit beeinflussenden Baugrundschichten; sie ist in DIN 1054, Abschn. 3, festgelegt. Weiche Bodenschichten sollten stets bis zum festeren Untergrund erkundet werden. Oft werden Nutsondierungen (Sondierbohrungen nach Z. 17 und 18 der Tab. 2, DIN 4021) zur Ergänzung der Hauptbohrungen ausreichen.

1.2 Sondierungen

Im Falle nicht-bindigen Untergrundes kann die Zahl der Bohrungen zugunsten von Druck- und Rammsondierungen nach DIN 4094 eingeschränkt werden, da ungestörte Bodenproben bzw. Sonderproben ausreichender Güte (DIN 4021, Abschn. 6.2) aus Bohrungen nicht gewinnbar sind. Die hauptsächlich interessierenden Festigkeitseigenschaften müssen in jedem Falle durch Sondierungen ermittelt werden. Dabei kann in Sand von folgenden empirischen Zusammenhängen (Tab. 1) zwischen Drucksondierergebnis q_s, der Steifenzahl E_s (DIN 4019) und dem Reibungswinkel φ' (DIN 18 137, Bl. 1, Vornorm) Gebrauch gemacht werden.

Tabelle 1

$q_S \left(\frac{MN}{m^2}\right)$	Festigkeit	φ' (°)	$E_s \left(\frac{MN}{m^2}\right)$
< 5	sehr gering	30 *)	15 . . . 30 *)
5 . . . 10	gering	30	30 . . . 50
10 . . . 15	mittel	32,5	50 . . . 80
15 . . . 20	groß	35	80 . . . 100
> 200	sehr groß	37,5	100 . . . 120

* Bei Wassersättigung tritt unter Umständen ein Zusammenbruch des lockeren Korngerüstes, Porenwasserüberdruck und Verflüssigung des Wasser-Sand-Gemisches auf.

Die Ergebnisse der schweren Rammsonde (DIN 4094) können in Sand nach der Faustregel $q_s \approx 10 \cdot n_{10}$ (mit n_{10} als der Schlagzahl für 10 cm Eindringung der schweren Rammsonde in den Boden) in Zusammenhang mit dem Drucksondierergebnis, auf das die Tabellenwerte bezogen sind, gebracht werden, sofern der sondierte Boden keine bindigen Zwischenschichten enthält. Die Drucksonde ist als das empfindlichere und genauere Gerät der Rammsonde vorzuziehen.

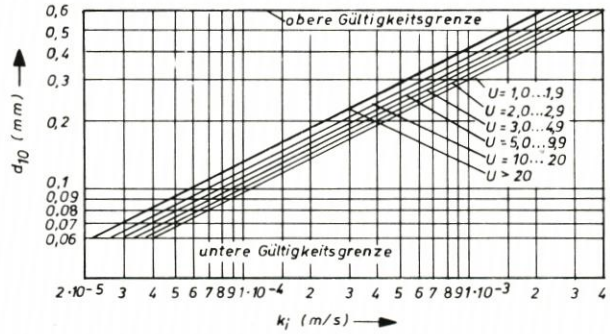


Abb. 1. Beziehung zwischen d_{10} und der Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von U nach Beyer (WWT,H. 6, S. 165, 1964)

d_n = Korngröße in mm, welche (100 − n)% Gewichtsanteile größerer Körner und n % kleinerer einer gegebenen Körnung trennt
d_{10} = definiert als „wirksame Korngröße" für n = 10
U = $^d60/d_{10}$ = Ungleichförmigkeit einer Körnung
k_i = Wasserdurchlässigkeit einer Körnung i mittlerer Lagerungsdichte
k = $(\Sigma\, k_i \cdot a_i)/\Sigma a_i \approx$ mittlere Wasserdurchlässigkeit eines Bodens, der aus mehreren Schichten der Dicke a_i unterschiedlicher Körnung besteht

Die Küste, 36 (1981), 1-320

1.3 Rammkern-Bohrverfahren

Sofern unmittelbar unter Bauwerken nicht-bindiger Boden ansteht, in dem bei Sturmflut- und Hochwasserständen Sickerströmungen auftreten, die die Standsicherheit beeinflussen, sollte zum Baugrundaufschluß das Rammkern-Bohrverfahren (DIN 4021, Tab. 2, Z. 4 und 5) verwendet werden. Nur dieses gewährleistet beim Bohren unterhalb des Grundwasserspiegels, daß das Bohrgut ohne Verluste feiner Bodenteilchen und ohne Entmischung gefördert wird. Außerdem lassen sich nur mit diesem Verfahren häufig vorkommende Feinschichtungen des nicht-bindigen Baugrundes erkennen und deren Kornverteilung (DIN 18 123, Vornorm) feststellen, welche den Durchlässigkeitsbeiwert k für Sickerwasserströmungen entscheidend beeinflussen. Die richtige Ermittlung der Kornverteilung ist insofern von besonderer Bedeutung, als sich die Durchlässigkeit nicht-bindigen Bodens erfahrungsgemäß zutreffender auf der Grundlage der Kornverteilung mit Hilfe von Abb. 1 als mit Durchlässigkeitsgeräten im Labor ermitteln läßt (DIN 18 130, z. Z. in Vorbereitung).

1.4 Wahl des geeigneten Bodenaufschlußverfahrens

Die Empfehlung, in nicht-bindigem Baugrund Drucksondierungen und im bindigen Baugrund Bohrungen zu bevorzugen, gilt nicht generell, weil bindige und nicht-bindige Bodenschichten oft im Wechsel anstehen. Es ist daher von Fall zu Fall zu überlegen, wie Bohrungen und Sondierungen nach Zahl, Ansatzpunkt und Aufschlußtiefe kombiniert werden können, was in der Regel die Durchführung der eingangs dieses Abschnittes erwähnten Hauptbohrungen voraussetzt. Zweckmäßig wird im Hinblick auf Festigkeitsermittlungen und Standsicherheitsuntersuchungen ein Sachverständiger für Bodenmechanik bereits bei der Ausschreibung der Bohrarbeiten zugezogen.

1.5 Entnahme von Sonderproben

Im Falle bindigen Untergrundes sind im Gegensatz zum nicht-bindigen Boden Bohrungen nach DIN 4021, Bl. 1, nicht durch Sondierungen nach DIN 4094 zu ersetzen, weil die Festigkeitseigenschaften möglichst an weitgehend ungestörten Bodenproben (Sonderproben der Güteklassen 1 bis 2 nach DIN 4021, Tab. 1) bestimmt werden müssen, die nur aus Bohrungen gewonnen werden können. An diesen Bodenproben werden im bodenmechanischen Laboratorium die in den folgenden Abschnitten behandelten Bodeneigenschaften bestimmt.

2. Bodenkennwerte des gewachsenen Bodens

2.1 Allgemeines

Hier sind auch die bereits beim Untergrundaufschluß (Abschn. 1) gewinnbaren Bodenkennwerte wie Druck- und Rammsondierergebnisse mit zu berücksichtigen (s. Tab. 1).

Die Tabelle 2 enthält die wichtigsten technischen und insbesondere die Festigkeitseigenschaften, die an hochwertigen Bodenproben für die Standsicherheitsuntersuchungen mit relativ aufwendigen Versuchen ermittelt werden müssen. In Tabelle 3 werden die Charakterei-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 2

Scherparameter des undränierten Bodens (EAU 88, DIN 18 136, DIN 18 137, Blatt 1, Vornorm)	
Kohäsionsanteil	c_u (kN/m²)
Reibungswinkel	φ_u (°) (in wassergesättigtem Boden = O)
Scherparameter des dränierten Bodens (EAU 89, DIN 18 137, Blatt 1, Vornorm)	
Kohäsionsanteil	c' (kN/m²)
Reibungswinkel	φ' (°)
Steifezahl (DIN 4019, DIN 18 135, Blatt 2, zur Zeit in Vorbereitung)	
	E_s (MN/m²)
Wasserdurchlässigkeit (DIN 18 130, zur Zeit in Vorbereitung)	
	k (m/s)
Dichte (DIN 18 125, Blatt 1, Vornorm)	
	ϱ (t/m³)

genschaften des Bodens angegeben, die meistens mit einfacheren Versuchen an geringerwertigen Bodenproben im Sinne der DIN 4021, Tab. 1, bestimmt werden können. Die aufwendigeren Versuche nach Tabelle 2 können beschränkt werden, indem an den dafür verwendeten hochwertigen Bodenproben auch die Charaktereigenschaften nach Tabelle 3 bestimmt werden. Die Eigenschaften nach Tabelle 2 werden dann auf Bodenproben übertragen, an denen nur Versuche nach Tabelle 3 ausgeführt werden, sofern die Charaktereigenschaften – ausgedrückt vor allem durch w, wp, w_L – übereinstimmen. Eine solche Verfahrensweise kann genutzt werden, da die Untersuchungen nach Tabelle 3 in weichen, bindigen Böden an Bodenproben der Güteklassen 3 bis 4 der Tabelle 1, DIN 4021, ausgeführt werden können. Diese Bodenproben müssen nach Ziffer 6.2.1.1 der DIN 4021 in großer Zahl gewonnen werden, bei jedem Schichtwechsel und mindestens auf jeden Bohrmeter eine. Hochwertige Bodenproben für die Untersuchungen nach Tabelle 2 werden dagegen in wesentlich geringerer Zahl entnommen, meistens nur eine aus jeder bindigen Schicht. Nur wenn diese sehr mächtig ist, sollte die Probenentnahme auf jeden dritten Bohrmeter vermehrt werden.

Für die in Tabelle 3 angegebene Bestimmung des Gehalts an organischer Substanz und Kalk gibt es noch keine Normentwürfe. Bei einigen der anderen Bodeneigenschaften der Tabellen 2 und 3 sind Normblätter zur Zeit in Vorbereitung oder liegen noch nicht in der endgültigen Fassung vor. Soweit bekannt ist, welche Normblattnummer ihnen zugeteilt wird, ist bereits auf sie hingewiesen worden.

Tabelle 3

Korndichte (DIN 18 124, Blatt 1, Vornorm):	ϱ_s (t/m³)
Wassergehalt (DIN 18 122, Teil 1):	w (%)
Trockendichte (DIN 18 125, Blatt 1, Vornorm):	ϱ_d (t/m³)
Ausrollgrenze (DIN 18 122, Teil 1):	w_p (%)
Fließgrenze (DIN 18 122, Teil 1):	w_L (%)
Plastizitätszahl (DIN 18 122, Teil 1):	$I_p = w_L - w_p$
Konsistenz (DIN 18 122, Teil 1):	$I_C = (w_L - w)/I_p$
Kornverteilung (DIN 18 123, Vornorm):	
Glühverlust bzw. Gehalt an organischen Substanzen in Gewichtsprozent:	V_{gl} (%)
Kalkgehalt in Gewichtsprozent:	V_{Ca} (%

In dieser Tabelle sind bereits die neuesten Bezeichnungen nach DIN 4015 verwendet.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2.2 Scherfestigkeit des undränierten Bodens

Eine Besonderheit gilt hinsichtlich der Ermittlung der Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens: Wo immer möglich, sollte diese mit Hilfe von Flügelsondierungen (EAU 88, DIN 4096, Vornorm) ermittelt werden. Dieser Wert ist im Feldversuch wesentlich genauer als an den doch immer mehr oder weniger gestörten Bodenproben – selbst hoher Güteklassen – im Labor zu bestimmen. Der durch Flügelsondierungen bestimmte c_u-Wert ist zur Berücksichtigung von Anisotropie und Kriecheinflüssen gemäß Abb. 2 in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p (DIN 18 122, Teil 1) zu korrigieren (Bjerrum, 1973). In manchen Fällen kann jedoch mit den üblichen Flügelsonden die erforderliche Erkundungstiefe nicht erreicht werden, so daß dann doch der entsprechende, in Tabelle 2 erwähnte Laborversuch gemacht werden muß. Dabei ist der UU-Versuch nach DIN 18 137 dem Versuch nach DIN 18 136 wegen seiner größeren Genauigkeit vorzuziehen. In Ausnahmefällen können Flügelsondierungen auch von Bohrungen aus durchgeführt werden.

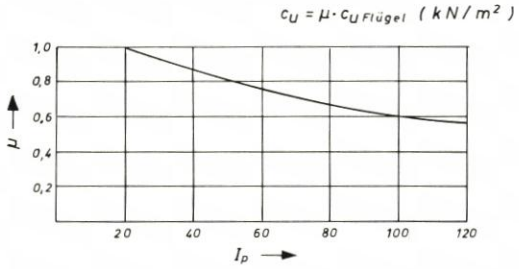


Abb. 2. Korrekturwert μ für Flügelsondierergebnisse nach DIN 4096, Vornorm in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p

3. Bodenkennwerte von Erdbaukörpern

3.1 Bodenkennwerte für Vorentwürfe

Für Vorentwürfe liegen zur Frage der Standsicherheit in der Regel noch keine Baugrunduntersuchungen vor. Oft werden zumindest grobe Vorausschätzungen der zu erwartenden Bodeneigenschaften auf der Grundlage örtlicher Erfahrungen möglich sein. Als Hilfsmittel können dazu die Angaben der Bodenkennwert-Tabelle der Empfehlungen 9 der EAU und die Tabellenwerte der DIN 1055, Bl. 2, dienen, auf die hier verwiesen sei.

3.2 Bodenkennwerte aus Versuchen

Für in den Erdbaukörper einzubauende Böden müssen als Voraussetzung für Standsicherheitsuntersuchungen die Bodeneigenschaften bekannt sein, die nach dem Einbau erst unter den künftigen Beanspruchungen eintreten. Da diese Eigenschaften durch die Verdichtung des Bodens beim Einbau beeinflußt werden, sind sie abhängig von der Verdichtung zu ermitteln.

Als Maß für die Verdichtung hat sich im Erdbau der *Verdichtungsgrad* D_{Pr} eingebürgert, das ist die Trockendichte ϱ_d nach DIN 18 125, die, bezogen auf die Proctordichte ϱ_{Pr} nach

DIN 18 127, festgelegt wird. Sie gilt sowohl für bindigen als auch für nicht-bindigen Boden. Dazu sind an dem einzubauenden Boden in Laborversuchen die Werte nach Tabelle 4 zu ermitteln.

Tabelle 4

Trockendichte (DIN 18 125, Blatt 1, Vornorm):	ϱ_d(t/m^3)
Proctordichte (DIN 18 127, Vornorm):	ϱ_{Pr} (t/m^3)
Optimaler Wassergehalt (DIN 18 127, Vornorm):	w_{Pr} (%)
Verdichtungsgrad (DIN 18 127, Vornorm):	$D_{Pr} = \varrho_d/\varrho_{Pr}$

Für nicht-bindigen Boden kann die Verdichtung auch in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte nach DIN 18 126 festgelegt werden; für bindige Böden sind die in Tabelle 5 angegebenen Zusammenhänge zu beachten.

Tabelle 5 (nach STRIEGLER 1968)

Plastizität	w_L (%)	I_P (%)	ϱ_{Pr} (t/m^3)	w_{Pr} (%)	E_s (MN/m^2) bei Proctorwerten	Verdichtbarkeit
schwach	< 25	< 8	> 1,9	< 11	> 2	gut
mittel	25 . . . 40	8 . . . 20	1,9 . . . 1,75	11 . . . 17	2 . . . 1,5	normal
stark	40 . . . 55	20 . . . 32	1,75 . . . 1,60	17 . . . 22	1,5 . . . 1	mäßig
sehr stark	> 55	> 32	< 1,6	> 22	< 1	schlecht bis unmöglich

Die Eigenschaften der bindigen Böden – der Klei im norddeutschen Küstenraum ist ein Sonderfall – werden in Abhängigkeit von der Trockendichte und vom Verdichtungsgrad im bodenmechanischen Labor ermittelt. Die außer den nach Tabelle 4 erforderlichen Laborversuche werden an den bei den Proctorversuchen entstehenden Bodenproben vorgenommen, wobei, wie bei der Erkundung bindigen Untergrundes, die in den Tabellen 2 und 3 aufgeführten Parameter – soweit erforderlich – zu bestimmen sind. Für nicht-bindige Böden können unter Inkaufnahme gewisser Ungenauigkeiten die wesentlichsten Eigenschaften auch ohne die Kenntnis ihrer Abhängigkeit von der Trocken- oder Lagerungsdichte mit Hilfe von Sondierungen auf Erfahrungsgrundlage ermittelt werden (s. Tab. 1, Abschn. 1). An aufgespülten Erdbaukörpern ist letzteres auch die einzige Möglichkeit der Güteermittlung und -prüfung.

Wo der Erdbaukörper aus lagenweise eingebautem und verdichtetem Boden besteht – das trifft in der Regel auch in dem durch Bodenumsetzen hergestellten oberen Teil von Deichkernen aus aufgespültem Material zu – sollte beim Einbau von bindigem und nicht-bindigem Boden vor Baubeginn ein P r ü f f e l d angelegt werden, auf dem die Eignung des vorgesehenen Verdichtungsgerätes erprobt wird. Insbesondere ist dabei der Zusammenhang zwischen Einbauschichtdicke, Zahl der Übergänge des vorgesehenen Verdichtungsgerätes und der nach den Laborversuchsergebnissen geforderten Trockendichte zu ermitteln, woraus der erreichte Verdichtungsgrad folgt („Vorläufiges Merkblatt für die Durchführung von Probeverdichtungen" der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V.).

Der Einbau des Bodens ist ständig mit den am Prüffeld geeichten Verfahren daraufhin zu kontrollieren, ob die gewünschten und bei der Standsicherheitsuntersuchung vorausgesetzten Bodeneigenschaften erreicht worden sind, d. h., ob der Boden nach Verdichtung und Art die getroffenen Voraussetzungen erfüllt. Die Art des eingebauten Bodens ist durch die in Tabelle

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3 im Abschnitt 2.2.1.1 des vorgenannten Merkblattes angegebenen Versuche zu prüfen. Die Zahl der Kontrollversuche kann in Anlehnung an die Straßenbauerfahrungen auf einen je 2500 m^3 eingebauten Boden festgelegt werden.

Die Trockendichte wird durch Dichtebestimmung an Proben aus dem Prüffeld nach DIN 18 125, Bl. 2 festgestellt. Für nicht-bindigen Boden kann die auf diese Weise ermittelte Trocken- oder auch die Lagerungsdichte dann direkt mit Sondierergebnissen – ohne Rückgriff auf Erfahrungswerte der Tabelle 1 – mit den Besonderheiten des vorliegenden Falles auf relativ genaue Weise verbunden werden, wenn zur Prüfung einzelner Einbaulagen zweckmäßig die leichte Rammsonde nach DIN 4094 geeicht wird. Zur schnellen und einfacheren Prüfung bindigen Bodens können auf entsprechende Weise Isotopensonden auf dem Prüffeld geeicht werden.

Aus der Erfahrung können zu der i. allg. erforderlichen Verdichtung von Deichkörpern folgende Werte angegeben werden:

bindige Böden: Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 92 \ldots 95$ %

nicht-bindige Böden: Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 95 \ldots 97$ %

Unter Deichverteidigungswegen, die mit schweren Fahrzeugen befahren werden, ist der erforderliche Verdichtungsgrad bis 1 m unter Fahrbahnoberkante bei bindigen Böden 97 % und bei nicht-bindigen Böden 100 %. Der Gehalt an luftgefüllten Poren darf bei bindigem Boden 12 % nicht übersteigen.

3.3 Besonderheiten des Kleis

Der Klei nimmt an der deutschen Nordseeküste eine Sonderstellung ein. Seine hohe Kohäsion macht ihn widerstandsfähig gegen Wellenangriff. Deshalb wird Klei bevorzugt zur Böschungsabdeckung (Kleidecke) auf Sandkernen verwendet, was meistens wirtschaftlich gegenüber anderen Baustoffen ist und das Landschaftsbild nicht beeinträchtigt. So werden die guten Eigenschaften des schnell entwässernden, befahrbaren Sandes mit dem höheren Erosionswiderstand des Kleis gegenüber dem Wellenangriff verbunden.

Bei der Erkundung von zum Deichbau geeignetem Kleimaterial ist zu beachten: Der geologische Begriff Klei beschreibt lediglich den etwa gleichartigen Entstehungsvorgang der Bodenart. Seine physikalischen und chemischen Eigenschaften können jedoch sehr schwanken und sich auf kurzer Entfernung ändern. Deshalb muß eine Fläche, aus der Klei für den Deichbau gewonnen werden soll, soweit keine Erfahrungen vorliegen, im verhältnismäßig engen Raster von etwa 30 bis 50 m abgebohrt werden. Es genügt die Entnahme von Bodenproben der Güteklasse 3 nach Tafel 1 der DIN 4021, an denen der Wassergehalt und Sandbänderungen, die häufig auftreten, zutreffend festgestellt werden können. Trotz solcher Vorbereitungen ist nicht auszuschließen, daß später beim Baggern gelegentlich noch unbrauchbares Material angetroffen wird und ausgeschieden werden muß.

Die fehlende Verdichtbarkeit des im gewachsenen Zustand im allgemeinen wassergesättigten Kleis kann in Kauf genommen werden. Es dürfen jedoch zwischen den eingebauten Kleiklumpen keine Hohlräume verbleiben. Nach den bei Deichneubauten der letzten Jahre gesammelten Erfahrungen gelingt das beim Einbau in Lagen von 50 bis 70 cm Stärke, die zweimalig mit dem gefüllten Greiferkorb (Gewicht 15 bis 20 kN) des einbauenden Baggers abgestampft oder in Lagen von 30 bis 50 cm mit Planierraupen mit möglichst hohem Flächendruck angedrückt werden.

Für wassergesättigten Klei, dessen Wassergehalt im gewachsenen Zustand je nach Anteil an organischer Substanz zwischen $30 < w < 120$ % i. allg. weit über dem

Die Küste, 36 (1981), 1-320

optimalen Wassergehalt von $20 < w_{Pr} < 25$ % liegt, kann ein Bezug zur Proctordichte oder dem zugehörigen optimalen Wassergehalt (DIN 18 127) nicht hergestellt werden. Da gewachsener Klei in der Regel wassergesättigt ist, liegt es nahe, seine Bodeneigenschaften anders als unter Abschnitt 3.2 lediglich in Abhängigkeit von der Trockendichte ϱ_d (DIN 18 125) festzulegen. Für wassergesättigtes Material ist diese Beziehung eindeutig. Wenn Klei, z. B. infolge Zwischenlagerung, einmal seine volle Wassersättigung verliert, verbessert sich dadurch seine Scherfestigkeit, so daß deren an gesättigten Bodenproben ermittelten Werte auf der sicheren Seite liegen. Die andere Möglichkeit, die Bodeneigenschaften von Klei in Abhängigkeit vom Wassergehalt darzustellen, ist weniger empfehlenswert, weil es bei Angabe der Trockendichte gelingt, gleichzeitig bestimmte Anforderungen an die Kleiqualität festzulegen. So schließt beispielsweise eine untere Grenze der Trockendichte (z. B. $\varrho_d > 1{,}2$) die Verwendung zu stark organisch verunreinigten Materials und eine obere Grenze (z. B. $\varrho_d < 1{,}45$) zu mageres Material aus.

Die zur Art der Verdichtung des Kleis gemachten Angaben müssen bei der Herstellung der Prüfkörper berücksichtigt werden, an denen dann im bodenmechanischen Labor die Abhängigkeit zwischen Trockendichte und Bodeneigenschaften ermittelt wird, die in den Tabellen 2 und 3 angegeben sind. Damit die Beschaffenheit dieser Prüfkörper dem in den Deich eingebauten Klei möglichst genau entspricht, werden die aus Bohrungen entnommenen Bodenproben in ein Gefäß eingestampft, um den Verdichtungsvorgang beim Kleieinbau zu simulieren. Aus diesem gegenüber dem gewachsenen Zustand gestörten Material werden dann die Prüfkörper für die Laborversuche hergestellt.

Zusätzlich sind folgende Grenzwerte der Bodeneigenschaften der Tabelle 3 einzuhalten, wenn Klei für den Deichbau geeignet sein soll:

a) Gehalt an organischen Bestandteilen (Glühverlust): $V_{gl} < 10$ % (maximal 15 %)
b) Sandanteil ($d > 0{,}06$ mm): < 40 %
c) Sand- und Schluffanteil ($d > 0{,}002$ mm): < 70 %
d) Tonanteil ($d < 0{,}002$ mm): > 10 %
e) Fließgrenze, Ausrollgrenze, Plastizitätszahl: $w_L > 25$ %; $w_p > 15$ %; $I_p > 10$ %

Diese Anforderungen beruhen auf Erfahrungen, die bei Deichverstärkungen nach den Sturmfluten von 1953 in den Niederlanden und von 1962 an der deutschen Nordseeküste gesammelt werden konnten sowie auf Erfahrungen mit Dichtungsmaterial im Staudammbau. Die Qualitätsanforderungen a) bis e) gelten für etwa 1,5 m starke Kleiabdeckungen von Böschungen. Wo Deichkörper vollständig aus Klei hergestellt werden, können die Qualitätsanforderungen gemindert werden, weil dann bei Böschungsausschlägen von mehr als 1,5 m Tiefe der Bestand des Deiches – anders als beim Sandkerndeich – nicht unmittelbar gefährdet ist.

Die Beschränkung des Gehaltes an organischer Substanz ist im Hinblick auf deren Zeitveränderlichkeit durch chemische Umwandlung und wegen der besonders starken Schrumpfung bei Austrocknung erforderlich. Die Fäulnisvorgänge fördern die Krümelstruktur, deren Bildung durch Frosteinfluß unterstützt wird. Der dann verstärkt mögliche Luftzutritt begünstigt die weitere Schrumpfung. Da auch der Tonanteil des Kleis in Verbindung mit dem meistens hohen Einbauwassergehalt zu starken Schrumpfungen führt, muß der Anteil organischer Substanz möglichst klein gehalten werden. Bei Glühverlusten bis zu 15 % bleibt die Austrocknung und Schrumpfung erträglich, wenn die Kleioberfläche schnell begrünt wird. An Kleideichen konnten durch witterungsbedingte Austrocknung Schrumpfrisse bis zu 2 m Tiefe und 10 cm Breite beobachtet werden. Der Tonanteil verbindet die Schluff- und Sandanteile des Kleis durch seine Kohäsion und macht ihn widerstandsfähig gegen die Schleppkraft des Wassers, gegen Wellenschlag und Treibselbean-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

spruchung. Die Plastizität des Ton-Sandgemisches erlaubt Setzungen, ohne daß der Klei reißt. Zu diesem Zweck verlangen die vorgenannten Bedingungen nach c) und d) eine Mindestmenge an Ton bestimmter Qualität. Mit den Bedingungen b) und c) werden für den Anteil an magerem Material zwei Alternativen zugelassen, weil Schluff wie Ton selbst bereits gewisse kohäsive Eigenschaften besitzt, so daß bei hohem Schluffgehalt der Sandanteil auch einmal über 40 % liegen darf. Dann ergibt sich bei der Summierung auf 100 % der Tonanteil etwas höher als der Mindestwert. Dagegen ist bei großem Tonanteil die hohe Klebekraft nachteilig, denn der Klei bleibt dann an den Förder- und Verdichtungsgeräten hängen. Gegebenenfalls muß solcher Klei mit magerem Boden verschnitten werden, was zusätzlichen Aufwand erfordert. Magere Mischungen sind witterungsabhängig, denn Regenfälle weichen den Boden auf; der Klei wird fließfähig und bildet eine Schmierschicht. Die Aufweichung wird durch glatte Oberflächen nach dem Kleieinbau vermindert.

4. Grundsätze für erdstatische Berechnungen

4.1 Allgemeines

Erdkörper wie Deiche und Dämme und auch feste Bauwerke aus Beton, Holz oder Stahl belasten und verformen den Untergrund. Die Untergrundverformung ihrerseits bewirkt Verformungen und entsprechende Zwängungsbeanspruchungen der Bauwerke. Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ist im Rahmen der „allgemeinen anerkannten Regeln der Baukunst" mit dem Ziel vorauszuberechnen, daß im Bau- und Gebrauchszustand am Bauwerk keine Schäden entstehen. In schwierigen Fällen oder wenn die Entwurfsaufsteller die entsprechenden Spezialkenntnisse nicht besitzen, ist ein erfahrener Sachverständiger der Bodenmechanik und des Erd- und Grundbaues einzuschalten. Im folgenden wird auf einige wichtige Grundsätze und Zusammenhänge hingewiesen.

4.2 Vorschriften und Empfehlungen

Die übergeordnete Norm für alle Erd- und Grundbaumaßnahmen ist DIN 1054. Für Erdbauwerke ist in der Regel die Böschungsstandsicherheit nach DIN 4084, Bl. 2, und für feste Bauwerke, die einseitig höher hinterfüllt werden, die Geländebruchsicherheit nach DIN 4084, Bl. 1, nachzuweisen. Außerdem sind für Erdbauwerke – wie für feste Bauwerke – Grundbruchuntersuchungen nach DIN 4017 erforderlich. Häufig ist dabei die Wirkung von Sickerwasserströmungen zu berücksichtigen. Flächengründungen von festen Bauwerken sind nach DIN 4018 zu berechnen, Pfahlgründungen nach DIN 4014, Teil 1 und Teil 2 (Bohrpfähle), oder nach DIN 4026 (Rammpfähle). Für Entwurf und Ausführung von Spundwänden und anderen Ufersicherungsbauwerken sind die EAU 1974 zu beachten, die auch eine Fülle konstruktiver Hinweise enthalten. Für Verankerungen werden neben Ankerpfählen heute auch häufig Verpreßanker nach DIN 4125 verwendet, die als Daueranker jedoch verhältnismäßig umfangreichen Prüfungen auf der Baustelle unterzogen werden müssen. Zur Ermittlung der Zusammendrückbarkeit von Boden sind die entsprechenden Parameter wie Steifemodul oder Bettungsmodul im Feld nach DIN 18 134 oder im Labor nach DIN 18 135 zu bestimmen. Diese Parameter dienen auch zur Berechnung der Setzungen nach DIN 4019. Sofern fester Baugrund wie Sand oder Geschiebemergel nahe der Geländeoberfläche ansteht, ist die Berechnung der Setzungen nach dieser Norm weder für feste Bauwerke noch für

Erdbauten problematisch. Im Küstenraum stehen jedoch häufig bis zu 20 m unter Gelände weiche, bindige Bodenschichten an. Feste Bauwerke, wie z. B. Sturmflutsperrwerke, werden unter solchen Verhältnissen in der Regel auf Pfählen gegründet. Bei Erdbaukörpern wie Dämmen und Deichen ist das nicht möglich, und insofern ist die Setzungsberechnung für die Festlegung der Überhöhung besonders wichtig.

4.3 Setzungen

In weichen, bindigen Böden unterscheidet man drei Setzungsanteile:

a) Unmittelbar bei der Lastaufbringung treten volumenkonstante Verformungen, das sind Setzungen unter der Last und Bodenverdrängung nach den Seiten sowie neben der Last nach oben, als sogenannte Initialsetzungen ein.

b) Dann folgt die Phase der Zusammendrückung bzw. Konsolidation des Bodens unter der Last. Wegen seiner geringen Durchlässigkeit entsteht zunächst Porenwasserüberdruck, der anfangs einen Teil der Last trägt und zur Auspressung von Porenwasser führt. Diese Entwässerung dauert so lange, bis die Druck- und Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln im Gleichgewicht mit der aufgebrachten Last sind.

c) Zeitlich parallel mit den Konsolidationssetzungen, aber nicht über die Phase der meßbaren Porenwasserüberdrücke hinaus, kriecht der Boden so lange, bis die Kohäsionsanteile der Spannungen abgebaut und durch Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln aufgenommen sind.

Wird der Boden überlastet, so überwiegt der Anteil a) gegenüber den anderen Anteilen; im Extremfall tritt Grundbruch ein.

In bindigem Boden mit unvollständiger Wassersättigung treten die Setzungsanteile a) und b) unmittelbar bei der Lastaufbringung auf, und zwar in dem Maße, wie sich der Porenraum unbehindert von Porenwasser vermindert. In schlufffreiem, nicht-bindigem Boden ist auch bei Wassersättigung die Durchlässigkeit so groß, daß die Porenwasserausquetschung praktisch unmittelbar mit der Lastaufbringung beginnt und die Anteile a) und b) nicht trennbar sind. Der Anteil c) tritt nur in bindigen Böden auf; in nicht-bindigen Böden hat er nur eine geringe Größe.

Die Kleischichten des Küstengebietes besitzen Flügelsondierfestigkeiten von etwa c_u = 30 . . . 50 kN/m² und Steifemoduln von etwa E_s = 1,5 . . . 2,5 MN/m².

Wenn man von sehr weichem Boden (c_u = 10 . . . 20 MN/m²) absieht, so treten beim Deichbau auf Kleischichten die Setzungsanteile a) gegenüber den Anteilen b) und c) i. allg. zurück. Das dürfte vor allem auf die günstige Belastungsfigur der Seedeiche mit ihren flachen Böschungen von 1 : 4 bis 1 : 6, wie sie heute gebaut werden, zurückzuführen sein, die ein seitliches Verdrängen des Weichbodens entsprechend dem Setzungsanteil a) im Bereich der Maximallast unter der Deichkrone verhindert. Dabei wird vorausgesetzt, daß der Deich schichtweise aufgebaut wird und keine örtlichen Überbelastungen und Grundbrüche eintreten. Unter diesen Voraussetzungen lohnt meist eine genaue Ermittlung der Zusatzspannungen aus der Deichlast im Untergrund nach DIN 4019, Bl. 1, nicht. Diese Erfahrung läßt sich wie folgt begründen: Die üblichen Deiche haben bei Höhen von 6 bis 10 m eine Breite von etwa 50 bis 100 m, wobei die Belastung von der Mitte zu den Lasträndern hin allmählich abnimmt. Die Mächtigkeit der Kleischicht des Deichuntergrundes überschreitet 10 bis 15 m nur selten. Andere Bodenschichten haben keinen nennenswerten Setzungseinfluß, soweit es sich nicht um Schlick-, Darg- und Moorschichten handelt. Die seitliche Ausbreitung der Spannungen aus der Deichlast in der Kleischicht ist dann nicht sehr groß, so daß mit guter Näherung die Setzung s aus dem linearen Ansatz

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$s \approx \frac{\gamma \cdot H \cdot h}{E_s} \text{ (m)}$$

berechnet werden kann.

s = Setzung (m)
γ = Feuchtwichte des Deichbodens (kN/m³)
H = Höhe des aufgebrachten Deichkörpers (m)
h = Mächtigkeit der Kleischicht (m)
E_s = Steifemodul der Kleischicht (kN/m²)

Beispiele für die Berechnung des Setzungsmaßes von Deichen:

Beispiel:	1	2	Dimension
γ	20	20	kN/m³
H	6	10	m
h	10	15	m
E_s	2500	1500	kN/m²

$$s_1 = \frac{20 \cdot 6 \cdot 10}{2500} = 0{,}5 \text{ m bzw.}$$

$$s_2 = \frac{20 \cdot 10 \cdot 15}{1500} = 2 \text{ m}$$

Die i. allg. gute Übereinstimmung dieser Rechenwerte mit der Erfahrung beruht darauf, daß das Setzungsverhalten des Weichbodens unter Seedeichen und im Labor-Kompressionsgerät sehr ähnlich ist. In beiden Fällen ist die Möglichkeit des seitlichen Ausweichens des Bodens und das Auftreten des Setzungsanteiles a) nicht gegeben.

Die Deiche müssen beim Bau um das errechnete Setzungsmaß überhöht werden. Die Böschungsabdeckungen erfahren bei der Setzung eine Stauchung, die infolge der flachen Böschung unerheblich ist.

Die Setzungsdauer t kann nur recht ungenau nach folgender Formel berechnet werden:

$$t = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 \text{ (s)}$$

t = Setzungsdauer (s)
γ_w = Wichte des Wassers (kN/m³)
k = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)

Wenn die Weichschicht nur nach einer Seite entwässern kann, weil auf der anderen Seite ein undurchlässiger Boden angrenzt, ist statt $(\frac{h}{2})^2$ die volle Schichtstärke h^2 zu berücksichtigen. Für beidseitige Entwässerung ist z. B.

$$t = \frac{10 \left(\frac{kN}{m^3}\right)}{10^{-9} \left(\frac{m}{s}\right) \cdot 2500 \left(\frac{kN}{m^2}\right)} \times \left(\frac{10}{2}\right)^2 = 10^8 s \approx 3 \text{ Jahre}$$

Von den errechneten Setzungen treten 50 % bereits innerhalb von 20 % der errechneten Zeit ein, während 80 % der Setzungen nach Verlauf von 50 % dieser Zeit zu erwarten sind.

Die Setzungen im bindigen Boden können durch Anordnung von Vertikaldränungen beschleunigt werden. Eine solche Maßnahme wird im Deichbau allerdings auf besondere Fälle, zum Beispiel unter Bauwerken oder Straßen in und am Deich, beschränkt bleiben. (Ihre Berechnung ist nach TERZAGHI/JELINEK [1954], Abschnitt 106, möglich. Über ihre Anlage finden sich ausführliche Angaben in EAU 93, 1974.) Zu beachten ist, daß bei Anordnung von Vertikaldränungen beim Aufschütten des Deiches örtliche Überbeanspruchungen des bindigen Untergrundes unbedingt vermieden werden müssen; bei zu großen, grundbruchartigen Scherverformungen werden die Vertikaldräns abgeschert und unwirksam.

5. Schriftenverzeichnis und Normen

BEYER, W.: Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 6, 1964.

BJERRUM, L.: Generalbericht zur Hauptsitzung. 4th Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found, Engg. Moscow, Bd. 3, 1973.

BRÖSSKAMP, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.

DAVIDENKOFF, R.: Deiche und Erddämme, Sickerströmung-Standsicherheit. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1964.

DAVIDENKOFF, R.: Unterläufigkeit von Stauwerken. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1970.

ERB, C.: Die Sickerströmung in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitt. Inst. f. Wasserw. u. Landw. Wasserbau der TH Hannover, H. 7, 1965.

ERCHINGER, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deicherhaltung in Ostfriesland. Die Küste, H. 19, 1970.

FLOSS, R.: Organisation und Ausführung der Überwachung von Erdarbeiten. Straße und Autobahn, H. 9, 1973.

FRANKE, E.: Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von nicht-bindigem Untergrund durch Sondierungen. Baumaschine und Bautechnik, H. 11, 1973.

FRANKE, E.: Anmerkungen zur Anwendung von DIN 4017 und DIN 4084. Bautechnik, H. 7, 1974.

HÖFT, H. D. u. LAUCHT, H.: Hochwasserschutz im Hafen Hamburg. Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft, Bd. 30/31, 1966/67.

KRAMER, J.: Deichbau in Abhängigkeit von Sturmflut und Wellenwirkung an der Nordsee. Die Küste, H. 21, 1971.

MEENEN, K. u. COUSIN, B.: Untersuchungen zur Profilgestaltung der Hamburger Deiche. Wasser und Boden, H. 8, 1964.

NAUJOKS, L.: Vorschläge für die Verdichtung von Klei. Wasser und Boden, H. 7, 1963.

RAGUTZKI, G.: Beurteilung von Kleiabdeckungen ostfriesischer Seedeiche auf der Grundlage bodenphysikalischer Kennwerte. Jahresbericht 1967 der Forschungsstelle Norderney, Bd. 19, 1967.

SCHULTZE, E. u. MUHS, H.: Bodenuntersuchung für Ingenieurbauten. 2. Auflage, Springer Verlag, 1967.

STRIEGLER, W.: Bodenmechanische Grenzwerte zur Verdichtung natürlicher Erdstoffe im Wasserbau. H. 2, 1968.

EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen". Verlag Ernst u. Sohn, 5. Aufl., 1974.

DIN 1054: Baugrund, Zulässige Belastung des Baugrundes.

DIN 1055, Blatt 2: Lastannahmen für Bauten, Kenngrößen des Bodens, Dichte, Scherfestigkeit, Wandreibung.

DIN 4014, Teil 1: Bohrpfähle herkömmlicher Art.

DIN 4014, Teil 2: Bohrpfähle, Großbohrpfähle.

DIN 4015: Bodenmechanik und Grundbau, Fachausdrücke, Formelzeichen.

DIN 4017, Blatt 1: Baugrund, Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen.
DIN 4017, Blatt 2, Vornorm: Baugrund, Grundbruchberechnungen von außermittig und schräg belasteten Flachgründungen, Empfehlungen.
DIN 4018: Baugrund, Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flachgründungen.
DIN 4019, Blatt 1: Baugrund, Setzungsberechnung bei lotrechter, mittiger Belastung, Richtlinien.
DIN 4019, Blatt 2: Baugrund, Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung (Verkantung), Richtlinien.
DIN 4021, Blatt 1: Baugrund, Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben.
DIN 4022, Blatt 1: Baugrund und Grundwasser, Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben. (Letzteres soll in einem Blatt 2 zur Norm geregelt werden.)
DIN 4023: Baugrund- und Wasserbohrungen, zeichnerische Darstellung der Ergebnisse.
DIN 4026: Rammpfähle, Richtlinien.
DIN 4084, Blatt 1, Vornorm: Baugrund, Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken zur Verhinderung von Geländebruch.
DIN 4084, Blatt 2, Vornorm: Baugrund, Standsicherheitsberechnung bei Böschungen zur Verhinderung von Böschungsbruch.
DIN 4094: Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Abmessungen und Arbeitsweise.
DIN 4096, Vornorm: Baugrund, Flügelsondierungen, Abmessungen des Gerätes, Arbeitsweise.
DIN 4125, Blatt 1: Erd- und Felsanker, Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein, Bemessung, Ausführung und Prüfung.
DIN 4125, Blatt 2, Entwurf: Erd- und Felsanker, Verpreßanker für dauernde Verankerungen (Daueranker) im Lockergestein, Bemessung, Ausführung und Prüfung.
DIN 18 121, Blatt 1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung.
DIN 18 122, Blatt 1, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.
DIN 18 123, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Korngrößenverteilung.
DIN 18 125, Blatt 1, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Dichte des Bodens, Labormethoden.
DIN 18 125, Blatt 2, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Feldmethoden.
DIN 18 126: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Grenzen der Lagerungsdichte nichtbindiger Erdstoffe (z. Z. in Vorbereitung).
DIN 18 127: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Proctorversuch (z. Z. in Vorbereitung).
DIN 18 130: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Wasserdurchlässigkeit (z. Z. in Vorbereitung).
DIN 18 134, Entwurf: Baugrund, Untersuchung von Böden, Plattendruckversuch.
DIN 18 135, Blatt 2: Baugrund, Untersuchung von Böden, Kompressionsversuch (z. Z. in Vorbereitung).
DIN 18 136, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit.
DIN 18 137, Blatt 1, Vornorm: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.
DIN 18 137, Blatt 2: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Bestimmung der Scherfestigkeit, Dreiachsialversuch (z. Z. in Vorbereitung).
DIN 18 196: Erdbau, Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen C:

Baustoffe für Küstenschutzwerke

Inhalt

1. Einführung . . . 120
2. Boden . . . 120
   2.1 Allgemeines . . . 120
   2.2 Bodenarten . . . 121
      2.2.1 Allgemeines . . . 121
      2.2.2 Klei . . . 121
      2.2.3 Sand . . . 122
3. Natursteine . . . 123
   3.1 Allgemeine Güteanforderungen . . . 123
   3.2 Spezielle Forderungen . . . 124
      3.2.1 Pflastersteine . . . 124
      3.2.2 Schüttsteine . . . 124
      3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit . . . 125
      3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit . . . 125
   3.3 Güteüberwachung . . . 125
4. Künstliche Steine . . . 126
   4.1 Anforderungen . . . 126
   4.2 Verwendung . . . 126
   4.3 Prüfungen . . . 126
5. Beton . . . 127
   5.1 Allgemeines . . . 127
   5.2 Ausgangsstoffe . . . 127
   5.3 Anforderungen und Zusammensetzung . . . 127
      5.3.1 Widerstand gegen Meerwasser . . . 127
      5.3.2 Widerstand gegen Wellen, Strömung und sonstige mechanische Angriffe . . . 128
      5.3.3 Frostwiderstand . . . 129
      5.3.4 Betonzusätze . . . 129
   5.4 Betonpflastersteine und Betonplatten . . . 130
   5.5 Unterwasserbeton . . . 130
   5.6 Ausgußbeton und Fugenverguß . . . 131
   5.7 Bodenverfestigung mit Zement . . . 131
   5.8 Sand-Zement-Schüttsteine . . . 131
   5.9 Prüfungen . . . 131
6. Asphalt . . . 132
   6.1 Allgemeines . . . 132
   6.2 Mineralstoffe . . . 132
   6.3 Bindemittel . . . 133
   6.4 Asphaltbeton, Gußasphalt und Sandasphalt . . . 133
   6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische . . . 134
   6.6 Asphaltverguß . . . 134
   6.7 Fugenverguß . . . 134
   6.8 Bitumensand . . . 134
   6.9 Sondermischungen . . . 135
7. Kunststoffe . . . 135
   7.1 Allgemeines . . . 135
   7.2 Dichtungen . . . 135
      7.2.1 Grundstoffe und Eigenschaften . . . 135
      7.2.2 Verbindung . . . 136
      7.2.3 Beurteilungskriterien . . . 136
   7.3 Filter . . . 137

7.3.1 Allgemeines . . . 137
7.3.2 Gewebe . . . 137
7.3.3 Vliesstoffe . . . 138
7.3.4 Hydraulische Filtereigenschaften . . . 138
7.3.5 Mechanische Eigenschaften . . . 139
8. Holz . . . 140
8.1 Allgemeines . . . 140
8.2 Physikalische Eigenschaften . . . 141
8.3 Zulässige Spannungen . . . 141
8.4 Dauerhaftigkeit . . . 141
8.5 Schutzmaßnahmen . . . 143
8.6 Lebensdauer . . . 143
9. Stahl . . . 144
9.1 Allgemeines . . . 144
9.2 Anforderungen und Eigenschaften . . . 144
9.3 Stahlspundwände . . . 144
9.4 Stahlpfähle . . . 145
9.5 Drahtnetze und Drahtgeflecht . . . 145
10. Schriftenverzeichnis und Normen . . . 145
Zu Abschnitt 2: Boden . . . 145
Zu Abschnitt 3: Natursteine . . . 146
Zu Abschnitt 4: Künstliche Steine . . . 146
Zu Abschnitt 5: Beton . . . 146
Zu Abschnitt 6: Asphalt . . . 147
Zu Abschnitt 7: Kunststoffe . . . 148
Zu Abschnitt 8: Holz . . . 148
Zu Abschnitt 9: Stahl . . . 149

1. Einführung

Baustoffe für Küstenschutzwerke müssen dem Verwendungszweck und den örtlichen Bedingungen entsprechen. Ihre Eignung ist zu beurteilen und zu prüfen.

Die hauptsächlich verwendeten Baustoffe sind:

Boden	Asphalt
Natursteine	Kunststoffe
Künstliche Steine	Holz
Beton	Stahl

Für Eignung, Lieferung, Lagerung, Verarbeitung und Einbau der Baustoffe sind die einschlägigen Normen, Vorschriften und Zulassungsbedingungen maßgebend. Darüber hinaus sind die zugehörigen Richtlinien und Empfehlungen zu beachten, die zusammen mit dem einschlägigen Schrifttum – getrennt nach Baustoffen – im Abschnitt 10 aufgeführt sind.

2. Boden

2.1 Allgemeines

Der Boden wurde bereits in der Empfehlung B „Boden und Baugrund" auch als Baustoff ausführlich behandelt. Es wird deshalb darauf verwiesen. Die nachstehenden Ausführungen haben lediglich die Aufgabe, das Thema durch erläuternde Hinweise und Ergänzungen abzurunden.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2.2 Bodenarten

2.2.1 Allgemeines

Im Seewasserbau wird Boden als Baustoff in der Regel nur als Sand und Klei verwendet. Während Sand überwiegend im Damm- und Deichbau benutzt wird, dient Klei der erosionssicheren Abdeckung von Böschungen.

Für die Beurteilung von Böden müssen Korngrößen, Kornverteilung und Verdichtungsfähigkeit bekannt sein. Als Bewertungsfaktoren für die Verdichtungsfähigkeit sind bei rolligen Böden die Ungleichförmigkeit und bei bindigen Böden die Plastizität und Konsistenz maßgebend.

Das in Abb. 1 dargestellte Diagramm weist Bereiche der Körnungskurven von Sand und Klei aus, wie sie meistens im Küstengebiet anzutreffen sind. In einzelnen küstennahen Seebereichen ist der Sand grobkörniger, wie z. B. im Seegebiet westlich der Insel Sylt.

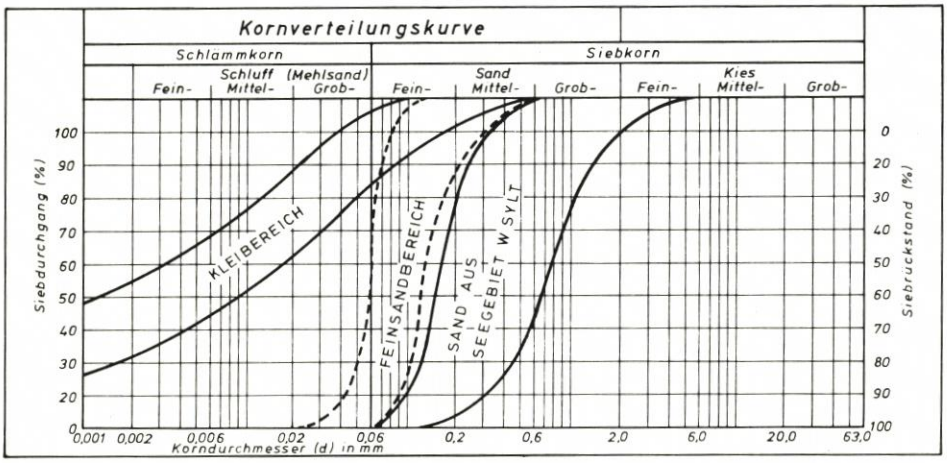


Abb. 1: Kornverteilung von Sand und Klei

2.2.2 Klei

Sonderlösungen in Kleimangelgebieten: Auf den Nordseeinseln und an Küstenstreifen, denen ein breiter Marschengürtel fehlt, bestehen Schwierigkeiten, den Klei in der für den Deichbau erforderlichen Menge und Qualität zu gewinnen. Diesem Mangel kann durch folgende Lösungen begegnet werden:

- Abflachung der Außenböschung und Verminderung der Dicke der Kleiabdeckung,
- Einbau einer dünnen Kleiabdeckung, die als zusätzliche Erosionssicherung des Sandkerns eine Unterlage aus Kunststoffvlies erhält, jedoch nur möglich bei geringem Wellenangriff,
- Bau eines reinen, flachgeböschten Sanddeiches,
- Einbau einer dünnschaligen Deichabdeckung, z. B. in Asphaltbauweise,
- Antransport von Klei über größere Landentfernungen oder per Schiff vom Festland zur Insel.

Als Entscheidungshilfen sind eingehende technische und wirtschaftliche Untersuchungen erforderlich.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Verdichtung: Eine Verdichtung im Sinne einer Grobhohlraum-Beseitigung wird erzielt, wenn der Klei lagenweise mit Raupen eingebracht und dabei überlaufen wird. Ein Abstampfen der Kleilage mit dem Korb oder Schürfkübel des Einbaubaggers ist eine Mindestforderung.

2.2.3 Sand

Im Seebau wird Sand weitgehend hydraulisch gelöst. Um geeignete Methoden für das Lösen, den Transport und das Ablagern des Sandes im voraus zu bestimmen, sind fachgerechte Bodenaufschlüsse in der Sandentnahme unerläßlich. Die Bohrungen sollten bei entsprechendem Mengenbedarf so tief herunterführen, daß der Einsatz jeder Gerätegröße möglich ist (bis etwa − 60,0 m NN).

Schlauchkernbohrungen sind zu empfehlen, um auch schwache Zwischenschichten aus bindigem Material zu erfassen, die die Beurteilung des Bodens, z. B. auf seine Grundsaugfähigkeit, beeinflussen. Neben der Bodenansprache nach der Kornverteilung ist auch die geologische Einordnung des Materials erforderlich.

Da noch keine Beurteilungskriterien für die Spüleigenschaften von Böden existieren, geben die Kornanalysen (Siebkurven) der verschiedenen Bodenarten einen wichtigen Anhalt, wobei der Schluffanteil von besonderer Bedeutung ist.

Spülentfernung und Spülleistung: Die physikalischen Grundlagen der Vorgänge für den Feststofftransport in Spülrohrleitungen sind noch nicht ausreichend erforscht. Für die Berechnung des Druckabfalles liegen aber eine Fülle empirisch ermittelter Ansätze vor. Da die Ansätze sich jedoch häufig widersprechen und oftmals wichtige Versuchsbedingungen unbekannt sind, wird für die Berechnung des Druckabfalls empfohlen, nach Bodenarten zu unterteilen und für jeden Bereich die empirisch am besten fundierte Berechnungsart anzuwenden. Für den wirtschaftlichen Transport grober Böden empfiehlt sich eine weitere Unterteilung nach dem Rohrleitungsdurchmesser. Bei der Ablagerung hydraulisch transportierter Sande auf einem Spülfeld können unter normalen Bedingungen und bei einem Spülrohrdurchmesser von mindestens 0,50 m folgende Böschungsneigungen als Anhalt angegeben werden:

	Böschungsneigungen		
	über Wasser	unter Wasser	
		ruhig	fließend
Feinsand	≧ 1:100		
Mittelsand	1:50	1:5 bis 1:8	1:10 bis 1:30
Grobsand	1:25	1:3 bis 1:4	1:4 bis 1:10
Kies	1:5 bis 1:10	1:2	1:3 bis 1:6

Entwässerung des Spülgutes: Rolliges Bodenmaterial mit einem Mindestanteil an Fein- und Mittelsand von 30 % und nur wenigen Prozenten an Schluff läßt ein zügiges Bauverfahren zu. Spülfelder aus diesem Material können während des Spülvorganges betreten und befahren werden. Es ist dann möglich, während des Betriebes aus dem Spülgut Hilfsdeiche aufzuschieben. Dieses Material gestattet auch eine Profilierung unmittelbar nach dem Hochspülen des Kerns.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Feinsandige Böden mit Schluffanteilen zwischen 5 und 20 % ergeben während des Spülvorganges eine Böschungsneigung von 1:100 bis 1:500. Das heißt, diese Materialien bedürfen einer vollen Spülfeldeinfassung, und das Spülfeld kann während des Spülvorganges nicht betreten werden. Der aufgespülte Boden muß durch Umsetzen getrocknet werden, um für den Einbau in den Deichkern geeignet zu sein.

Stehen nur schluffige Sande (Schluffanteil ≦ 30 %) an und sollen die vorgenannten negativen Eigenschaften beim Spülfeldaufbau vermieden werden, so müssen die Feinanteile ausgewaschen werden. Durch eine möglichst hohe Spülrohrgeschwindigkeit wird die Entmischung des Sandes gefördert, und durch kurze Spülfelder oder Spülfelder ohne bzw. mit nur teilweiser Einfassung wird verhindert, daß sich die Feinteile im Spülfeld ablagern.

Lagerungsdichte aufgespülter Sande: Ein Maß für die Lagerungsdichte ist der Verdichtungsgrad $D = \frac{n_o - n}{n_o - n_d}$, wobei n_o das Porenvolumen bei lockerster, n_d das Porenvolumen bei dichtester Lagerung und n das vorhandene Porenvolumen bedeuten.

Eine Umrechnung Lagerungsdichte (D) auf Proctordichte (ϱ_{Pr}) erfolgt nach SIEDECK-VOSS.

Für die Lagerungsdichte von aufgespülten Sanden kann man im Normalfall angeben:

Lagerung	Ungleichförmigkeit U	Verdichtungsgrad D	Proctordichte in % ϱ_{Pr}
über Wasser	2 bis 7	0,5 bis 0,6	97 bis 103
	1,5 bis 5	0,5	100
	2 bis 3 FM/MS	0,5	98 bis 103
unter Wasser	2 bis 3 MS	0,3	95

Steifeziffern: Als Anhalt für Steifeziffern in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit des Bodens kann gelten:

$$E = 40 \text{ bis } 70 \text{ MN/m}^2$$

3. Natursteine

3.1 Allgemeine Güteanforderungen

Natursteine werden im Küstenschutz überwiegend für Pflasterungen und Schüttungen bei Deckwerken, für Setzpacklagen bei Buhnen und Längswerken u. ä. verwendet. Natursteine im Seewasserbau (Wasserbausteine) sollen eine hohe Festigkeit und Rohdichte haben, um die auftretenden statischen und dynamischen Beanspruchungen durch Auflast und Wasserkräfte aufnehmen zu können. Sie müssen zudem verwitterungsbeständig sein, u. a. frei von schädlichen Rissen, Schieferungen und mergeligen, sandigen oder tonigen Einlagerungen, um den Beanspruchungen durch Wasser, Luft, Frost sowie den biologischen und chemischen Einflüssen zu widerstehen. Scharfe Kanten, rauhe Flächen, eine kubische Form und ein gleichmäßig dichtes Gefüge sind weitere Anforderungen.

Als Wasserbausteine sind insbesondere Erstarrungsgesteine geeignet; Sandsteine und Quarzite sowie Ostseefindlinge werden ebenfalls verwendet. Mineralgefüge, Schichtung und

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Porosität sind für die Witterungsbeständigkeit und den Widerstand gegen Beanspruchungen aus Frost-Tau-Wechseln ausschlaggebend.

Die an den deutschen Küsten vor allem verwendeten Gesteine sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1
Im deutschen Küstengebiet verwendete Natursteine

Gesteinsart	Dichte ϱ_o t/m³	mittl. Schüttdichte ϱ'_s bei Porenvol. von 40 bis 45 % t/m³	Herkunft
Basalt	2,9 ... 3,1	1,70	Mittelrhein, Tschechoslowakei
Labradorit	2,9 ... 3,1	1,70	Norwegen
Norit	2,9 ... 3,1	1,70	Norwegen
Diorit	2,8 ... 3,0	1,65	verschiedene
Gabbro	2,8 ... 3,0	1,65	Herkunftsländer
Diabas	2,8 ... 2,9	1,65	Harz, Schweden
Granit	2,6 ... 2,8	1,55	Schweden, Bornholm
Syenit	2,6 ... 2,8	1,55	
Quarzporphyr	2,55 ... 2,8	1,55	verschiedene
Grauwacke	2,6	1,50	Herkunftsländer
Piesberger Karbonquarzit	2,6	1,50	Raum Osnabrück
Quarzit	2,6	1,50	Harz

3.2 Spezielle Forderungen

3.2.1 Pflastersteine

Aus Felsgestein gewonnene, behauene Pflastersteine müssen quaderförmig sein und ebene Oberflächen haben. Unbehauene (bruchrauhe) Pflastersteine sollen eine quaderähnliche, parallelflächige Form aufweisen. Die Abmessungen werden nach dem Verwendungszweck und den einwirkenden Kräften festgelegt.

3.2.2 Schüttsteine

Schüttsteine sind gebrochene Natursteine, deren Größe und Gewicht von der Dicke und der Beanspruchung der Schüttsteinlage und ihrer konstruktiven Ausbildung – mit oder ohne Verguß – abhängig sind.

Die Abmessungen von Schüttsteinen sind nach dem Verwendungszweck in Größenklassen festgelegt (Tab. 2).

Es reicht im allgemeinen aus, stichprobenartig etwa 10 Steine nachzumessen und im übrigen die Steingrößen nach Augenschein abzuschätzen. Eine Lieferung darf bis zu 10 Masse-% Wasserbausteine mit Überlängen und bis zu 15 Masse-% solche mit Unterlängen enthalten. Der Anteil von Steinen mit Unterlängen von $\geqq$ 5 cm darf höchstens 5 Masse-% betragen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 2
Größenklassen von Schüttsteinen

Größenklassen	Abmessungen in cm
I	10 . . . 15
II	15 . . . 25
III	15 . . . 45
IV	20 . . . 60
V	35 . . . 100

Um eine gute Verkeilung der eingebauten Schüttsteine zu erreichen, darf der Anteil ungünstig geformter Steine bis zu 25 Masse-% einer Lieferung betragen. Ungünstig geformt sind Steine, bei denen das Verhältnis der kleinsten zur größten Steinlänge 1:3 überschreitet.

Das erforderliche Einzelgewicht unverklammerter Schüttsteine ist in erster Linie nach der Beanspruchung durch Wasserkräfte, nach der Rauhigkeit und Neigung der Böschung, ihrer Lage (einzeln oder verkeilt) sowie abhängig von der Rohdichte und Form der Steine zu wählen. Bei einem verklammerten Deckwerk sind geringere Steingewichte möglich. Das Einzelgewicht sollte jedoch nicht kleiner als 20 kg sein. Das Schüttgewicht schwankt je nach Größe und Rohdichte der Steine zwischen 1,4 und 1,6 t/m^3 und ist jeweils an Ort und Stelle zu bestimmen.

3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit

Die Trockenrohdichte darf den Wert von 2,3 t/m^3 nicht unterschreiten. Anzustreben ist eine Rohdichte $>$ 2,5 t/m^3.

Die Druckfestigkeit ist nach DIN 52 105 zu bestimmen. Sie muß im lufttrockenen Zustand der Proben mindestens 80 N/mm^2 betragen.

3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit

Die Verwitterungsbeständigkeit ist nach DIN 52 106, die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck nach DIN 52 103 zu bestimmen. Ist die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck $<$ 0,5 Masse-% und treten bei der Wasserlagerung keine Risse oder sonstige Anzeichen von Schäden auf, so gelten die Wasserbausteine als verwitterungsbeständig. Ein Frostversuch ist dann in der Regel nicht erforderlich.

Ist die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck $>$ 0,5 Masse-%, so sind in jedem Fall Frostversuche erforderlich. Die Frostprüfung gilt als bestanden, wenn der Gewichtsverlust unter 0,5 Masse-% bleibt und keine Schäden wie Risse und Abplatzungen auftreten.

3.3 Güteüberwachung

Die Qualitätseigenschaften der Natursteine werden in den Lieferwerken durch Eigen- und Fremdüberwachung bestimmt. Im Rahmen der Prüfungen werden Abmessungen, Trokkenrohdichte, Druckfestigkeit und Verwitterungsbeständigkeit regelmäßig ermittelt.

4. Künstliche Steine

4.1 Anforderungen

Als künstliche Steine werden im Küstenwasserbau Hochofen- und Metallhüttenschlacke, Betonsteine und Sand-Zement-Steine verwendet. Voraussetzung dafür ist, daß sie die Güteanforderungen (s. Abschnitt 4.3) erfüllen. Ziegelsteine sind heute bei Neubauten nicht mehr gebräuchlich, es sei denn als Verblendmauerwerk. Betonsteine werden in Abschnitt 5 behandelt.

Hochofenschlacke entsteht als künstliche Gesteinsschmelze bei der Roheisengewinnung im Hochofen und enthält in der Hauptsache Kalk-Magnesia-Tonerde-Silikate. Metallhüttenschlacke fällt beim Schmelzen von Kupfer- und Bleierzen als Nebenprodukt an. Beide Schlackenarten müssen bei Verwendung als Baustoff in kristalliner Form vorliegen und dürfen keine Verunreinigungen enthalten. Der Anteil an schaumigen und glasigen Schlackenstücken darf 5 Masse-% nicht überschreiten. Sie müssen raumbeständig, frost- und wetterbeständig sein und ein dichtes Gefüge haben. Die Wasseraufnahme darf bei Hochofenschlacke im Mittel höchstens 4,0 Masse-% und bei Metallhüttenschlacke höchstens 1,5 Masse-% betragen. Die Güte muß den Anforderungen der DIN 4301 „Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke für Straßenbau" sowie den Bedingungen des Abschnittes 3.1 „Natursteine" entsprechen.

4.2 Verwendung

Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke werden im gebrochenen Zustand als Schotter und Splitt, ungebrochen als Schüttsteine und gegossen als Schlackenformsteine eingebaut. Für Hochofenschlacke als Betonzuschlag gilt DIN 4226 (s. Abschnitt 5. Beton). Schlackenformsteine sollen vollkantig sein und ebene Flächen mit möglichst geschlossener Struktur aufweisen. Die Kopfflächen von Kupferschlackensteinen müssen gesandet oder gesplittet sein.

Die Rohdichten sollen für Hochofenschlacke $\geqq 2{,}4$ t/m^3, für Metallhüttenschlacke $\geqq 3{,}5$ t/m^3 betragen. Die Schüttgewichte für Schotter sollen bei Hochofenschlacke über 1,25 t/m^3, bei Metallhüttenschlacke über 1,5 t/m^3 liegen. Kupferschlackensteine werden mit Rohdichten von 3,6 und 2,9 t/m^3 benutzt. Damit werden bei Stückgewichten zwischen 35 kg und 63 kg Flächenlasten von 5,25 bis 12,60 kN/m^2 erreicht.

4.3 Prüfungen

Die Prüfung der gesteinsphysikalischen Eigenschaften der künstlichen Steine sollte mindestens erfassen:

- Beurteilung der Kanten, Kopf- und Seitenflächen nach Augenschein
- Abmessungen und Gewicht
- Rohdichte nach DIN 52 102
- Frost- und Wetterbeständigkeit nach DIN 52 104 bzw. 52 106

Die Küste, 36 (1981), 1-320

5. Beton

5.1 Allgemeines

Beton nach DIN 1045 besteht aus einer Mischung von Zement, Zuschlägen und Wasser; er enthärtet auch unter Wasser. Beton unterliegt keinen nachträglichen Formänderungen.

Für Küstenschutzwerke können Ortbeton und vorgefertigte Bauteile aus Beton oder Stahlbeton verwendet werden. Zum Ortbeton zählen auch Sondereinbauweisen wie Unterwasserbeton (mit dichtem oder offenem, d. h. wasserundurchlässigem oder -durchlässigem Gefüge), Ausgußbeton, Spritzbeton und Fugenverguß; zu den vorgefertigten Bauteilen gehören neben größeren und u. U. eingeschwommenen konstruktiven Bauelementen auch schwere Formkörper, Platten, Pflaster- und Treppensteine.

5.2 Ausgangsstoffe

Als Bindemittel dürfen nur Zemente nach DIN 1164 oder bauaufsichtlich zugelassene Zemente verwendet werden.

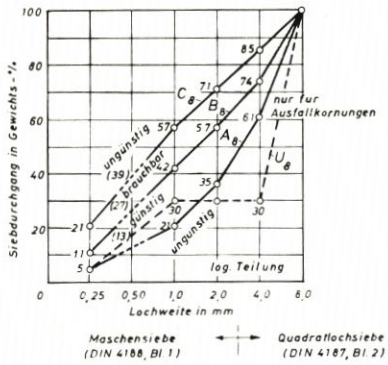
Zu den Betonzuschlägen rechnen gebrochene und ungebrochene dichte Zuschläge aus natürlichem Gestein und künstlich hergestellte, wie z. B. Hochofen- und Metallhütten-Stückschlacke. Sie müssen hinsichtlich Kornzusammensetzung, Reinheit, Festigkeit, Kornform, Widerstand gegen Frost und Abnutzung den besonderen Anforderungen des Verwendungszwecks genügen, die in DIN 1045 und DIN 4226 niedergelegt sind; insbesondere ist die Erfüllung der Anforderungen „starker Frosteinwirkung" einzuhalten. Bei der Verarbeitung von Zuschlägen mit alkaliempfindlichen Bestandteilen, die in einigen Bereichen Norddeutschlands vorkommen, sind Zemente mit einem niedrigen wirksamen Alkaligehalt – sogenannte NA-Zemente – einzusetzen.

Als Zugabewasser sind alle sauberen Wässer geeignet. Auszuschließen ist Wasser mit Bestandteilen, die das Erhärten oder andere Eigenschaften des Betons ungünstig beeinflussen oder den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen (u. U. Industrieabwässer, Moorwasser, Sickerwasser von Halden usw.). Meerwasser sollte nur für nichtbewehrte oder bewehrte Bauteile nicht berührende Elemente benutzt werden.

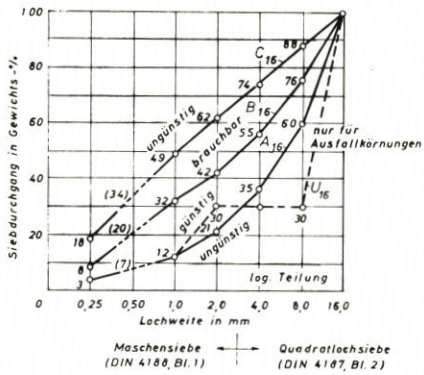
5.3 Anforderungen und Zusammensetzung

5.3.1 Widerstand gegen Meerwasser

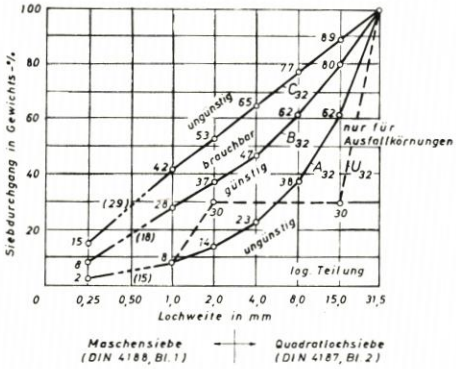
Auf Grund langjähriger Erfahrungen ist bei Angriff von Meerwasser trotz des hohen Sulfatgehaltes keine besondere Zementauswahl zu treffen. Der Beton muß jedoch wasserundurchlässig sein. Voraussetzung hierfür sind ein Wasserzementwert $w/z \leqq 0{,}50$, eine Kornzusammensetzung im „günstigen" Bereich nach DIN 1045 (Abb. 2), eine bestimmte Menge an Mehlkorn (Kornanteil 0 bis 0,25 mm), damit der Beton gut verarbeitbar ist und ein geschlossenes Gefüge erhält (Tab. 3), eine vollständige Betonverdichtung sowie eine sorgfältige Nachbehandlung (s. DIN 1045, Abschn. 6.5.7.4). Als Wasserzementwert (w/z) wird das Verhältnis des Wassergehaltes w zum Zementgewicht z im Beton bezeichnet. Die größte Wassereindringtiefe bei Prüfung nach DIN 1048 darf 3 cm nicht überschreiten (Mittel aus 3 Prüfkörpern).



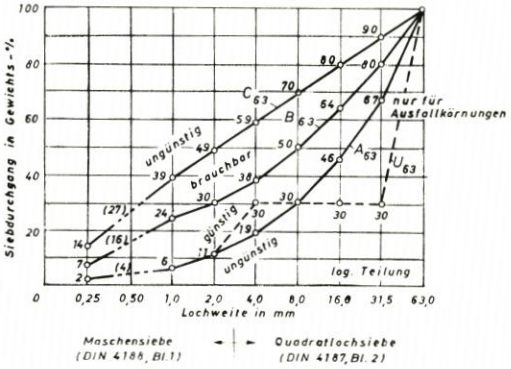
a: Sieblinien mit einem Größtkorn von 8 mm



b: Sieblinien mit einem Größtkorn von 16 mm



c: Sieblinien mit einem Größtkorn von 31,5 mm



d: Sieblinien mit einem Größtkorn von 63 mm

Abb. 2: Sieblinien

Tabelle 3
Richtwerte für den Mehlkorngehalt

Zum Mehlkorngehalt gehören alle Anteile des Betons bis 0,25 mm: Zement + Feinsand + evtl. Betonzusatzstoff.

Größtkorn des Zuschlaggemisches (mm)	Mehlkorngehalt in 1 m^3 verdichteten Betons (kg)
8	525
16	450
32	400
63	325

5.3.2 Widerstand gegen Wellen, Strömung und sonstige mechanische Angriffe

Beton im Seewasserbau sollte mindestens der Festigkeitsklasse B 25, bei besonders starker Beanspruchung, z. B. durch starken Sandschliff, Eis oder Treibsel, mindestens B 35 entspre-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

chen (s. DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.5). Dabei sollte der Zementgehalt nach oben begrenzt sein, z. B. bei einem Größtkorn von 32 mm < 350 kg/m³. Zuschläge bis 4 mm Korngröße sollten überwiegend aus Quarz oder Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen, das gröbere Korn aus Gestein oder künstlichen Stoffen mit hohem Abnutzwiderstand (siehe auch DIN 52 100, Tafel 1, Spalte 8). Das Zuschlaggemisch soll möglichst eine Sieblinie nahe der Sieblinie A (Abb. 2) aufweisen.

5.3.3 Frostwiderstand

Ein nach Abschnitt 5.3.1 hergestellter Beton erfüllt die betontechnologischen Forderungen eines Betons mit hohem Frostwiderstand. Für massige Bauteile ist nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.3, ein Wasserzementwert bis zu 0,7 erlaubt, wenn Luftporen bildende Zusatzmittel zugegeben werden und die Bauteile nicht mit Tausalzen in Berührung kommen. Der Luftgehalt im Frischbeton muß den Werten der Tabelle 4 entsprechen. Zusätzlich ist erforderlich, daß die Zuschläge einer „starken" Frosteinwirkung (Prüfung nach DIN 4226 Teil 3, Abschnitt 3.5.1) widerstehen und weitestgehend frei von lehmigen, tonigen und glimmerhaltigen Bestandteilen sind. Schon geringe Mengen nichtfrostbeständiger Anteile können im Bereich der Wasserwechselzone zu Aussprengungen an der Betonoberfläche führen.

Tabelle 4
Luftgehalt im Frischbeton

Größtkorn des Zuschlaggemisches (mm)	Mittlerer Luftgehalt (Vol.-%)*)
8	mindestens 5,0
16	mindestens 4,0
32	mindestens 3,5
63	mindestens 3,0

*) Einzelwerte dürfen diese Anforderung um höchstens 0,5 % unterschreiten.

Für Betontreppen in Deckwerken und andere Flächen, die im Winter mit Tausalz bestreut werden, ist der w/z-Wert von 0,5 und darüber hinaus der in Tabelle 4 angegebene Gehalt an künstlich eingeführten Luftporen einzuhalten.

5.3.4 Betonzusätze

Betonzusätze, das sind Betonzusatzmittel mit Prüfzeichen und Betonzusatzstoffe nach DIN 1045, einer dafür vorgesehenen Norm wie z. B. DIN 51 043 (Traß) oder mit Prüfzeichen bzw. bauaufsichtlicher Zulassung, können – soweit sinnvoll – verwendet werden.

Betonzusatzmittel brauchen als Volumenanteil nicht berücksichtigt zu werden und beeinflussen durch chemische und/oder physikalische Wirkung z. B. die Verarbeitbarkeit, das Erhärten oder das Erstarren des Betons. Ihrer Verwendung hat stets eine Eignungsprüfung mit den vorgesehenen Zusatzmitteln vorauszugehen, um festzustellen, ob der Frisch- und Festbeton die geforderten Eigenschaften erreicht.

Betonzusatzstoffe (z. B. Traß und Flugasche) sind fein aufgeteilte Zusätze, die ebenfalls bestimmte Betoneigenschaften beeinflussen, aber als Volumenanteil zu berücksichtigen sind. Betonzusatzstoffe werden im Wasserbau und bei Massenbetonbauwerken eingesetzt, da sie Verarbeitbarkeit und Temperaturentwicklung des erhärtenden Betons günstig beeinflussen. Wegen des notwendigen Frostwiderstandes muß die Zugabe jedoch begrenzt und ein ausreichender Zementgehalt vorgesehen werden.

5.4 Betonpflastersteine und Betonplatten

Betonpflastersteine werden werkmäßig aus hochwertigem Beton hergestellt. Sie werden zum Bau von Deckwerken ohne oder mit Verbund untereinander (horizontal und/oder vertikal) und zur Befestigung von Deichsicherungswegen und Deichrampen verwendet. Als Deckwerksteine sollten nur solche Betonsteine verwendet werden, die die im *„Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz"* geforderten Güteeigenschaften aufweisen.

Für die Betonzusammensetzung gelten die im Abschnitt 5.3 gemachten Angaben.

Die Form und die geringen Abweichungen von den Sollmaßen ermöglichen die lückenlose Deckung unterschiedlich geformter Böschungsflächen. Die zulässigen Abweichungen betragen ± 3 mm für das Längen- und Breitenmaß und ± 5 mm für das Höhenmaß. Die Einzel- und Flächengewichte richten sich nach der örtlichen Beanspruchung (Empfehlungen A). Über die Forderungen von Abschnitt 5.3 hinaus muß die Druckfestigkeit jedes Steines bei Auslieferung, spätestens aber nach 28 Tagen, mindestens 35 N/mm² (350 kp/cm²) betragen.

Der Beton der Platten muß den Anforderungen der Abschnitte 5.2 und 5.3 entsprechen. Großformatige Platten sollten bewehrt und nach DIN 1045 bemessen werden. Die Betondruckfestigkeit bei Verlegung sollte mindestens 35 N/mm² (350 kp/cm²) betragen, um eine ausreichende Kantenfestigkeit zu garantieren.

5.5 Unterwasserbeton

Beton, der über Wasser fertig gemischt wird und unter Wasser eingebracht werden muß, ist im allgemeinen nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.7, herzustellen. Er kann nach vier verschiedenen Verfahren eingebaut werden, und zwar mit Fallrohren, durch Pumpeneinsatz, durch Hydroventile und mit Krankübeln (besondere Sorgfalt gegen Entmischen erforderlich).

Weitere Angaben enthalten die Empfehlungen E „Deckwerke und andere Längswerke". Beim Einbringen muß der Beton als zusammenhängende Masse fließen, damit er auch ohne Verdichtung ein geschlossenes Gefüge erhält. Die Sieblinie der Zuschläge soll im günstigen Bereich (Abb. 2) verlaufen, einen ausreichend großen Mehlkorngehalt aufweisen (Tab. 3) und im Konsistenzbereich K 3 liegen. Der erforderliche Zusammenhalt und das zu gewährleistende dichte Gefüge verlangen einen hohen Zementgehalt.

Über die allgemeinen Anforderungen an den Beton für Küstenschutzwerke hinaus muß daher der Zementgehalt eines Betons mit Zuschlag bis 32 mm Größtkorn mindestens 350 kg/m³ betragen.

Weitere Möglichkeiten eines Unterwasserbetons bieten der Einbau von Ausgußbeton nach dem Colcrete-Verfahren (s. Abschnitt 5.6), die Verlegung mit Beton gefüllter Kunststoffsäcke, die Füllung bereits verlegter Kunststoffmatten mit Mörtel oder Beton und die Absenkung und Verbindung vorgefertigter Betonbauteile unter Wasser. Einzelheiten zu diesen Verfahren sind in den Empfehlungen E und F angegeben.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

5.6 Ausgußbeton und Fugenverguß

Unter Ausgußbeton wird eine Arbeitstechnik verstanden, bei der zuerst die Grobzuschläge eingebaut und die Hohlräume des Gesteinsgerüstes nachträglich mit Zementmörtel ausgefüllt werden.

Der Einbau von dichtem Ausgußbeton und von Fugenverguß erfordert besondere Erfahrung bei der Mörtelherstellung und beim Verpressen von Hohlräumen oder Vergießen von Fugen. Die Eigenschaften des Mörtels müssen den Anforderungen nach Abschnitt 5.3 entsprechen. Der Mörtel für Ausgußbeton soll sich gut pumpen lassen und kein Wasser absondern. Das Verpressen muß beendet sein, bevor der Zementleim des Mörtels zu erstarren beginnt.

Beim Colcrete-Verfahren werden die Anforderungen an den Mörtel durch die Mischart in Sondermischern mit großer Drehzahl und beim Prepakt-Verfahren durch die Mörtelzusammensetzung und durch die Zugabe von Zusätzen erreicht. Der Mörtel ist fließfähig, wasserundurchlässig und seewasserbeständig. Seine kurze Erstarrungszeit ist besonders beim Fugenverguß von Schüttsteindeckwerken in der Wasserwechselzone des Tidebereiches günstig.

5.7 Bodenverfestigung mit Zement

Durch eine Verfestigung des Bodens mit Zement wird seine Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Belastungen, insbesondere gegen Sandschliff, Eisgang, Wellenschlag und strömendes Wasser, erhöht, so daß der Boden dauerhaft tragfähig und frostbeständig wird. Die Bodenverfestigung wird als Tragschicht für Deckwerke verwandt, kann aber auch bei Dämmen zur lagenweisen Verfestigung des gesamten Dammquerschnitts und als Böschungsschutz durch Verfestigung der äußeren Zone benutzt werden.

Die Anforderungen an die zur Verfestigung vorgesehene und an die verfestigte Schicht sowie deren Herstellung und Prüfung sind im einzelnen im *„Vorläufigen Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau"* niedergelegt.

5.8 Sand-Zement-Schüttsteine

Sand-Zement-Schüttsteine werden hergestellt, indem die einzelnen Lagen des verdichteten Bodenzementgemischs blockförmig zerschnitten werden. Nach ausreichender Erhärtung werden die so entstandenen Steine aufgenommen und verbaut. Sand-Zement-Steine können vor allem für Dammschüttungen verwendet werden, die nur im Bauzustand starker Erosion ausgesetzt und späterhin überdeckt sind, z. B. bei Deichschlüssen, Prieldurchdämmungen und Kolkverbau. Einzelheiten zu den Anforderungen, der Herstellung und Prüfung sind in dem vorgenannten Merkblatt enthalten.

5.9 Prüfungen

Um die erforderlichen Eigenschaften des Betons sicher zu erreichen, sind mindestens nachstehende Prüfungen erforderlich:

- Betonzuschlag: Kornzusammensetzung durch Siebversuch; Widerstand gegen

Frost durch Frost-Prüfung nach DIN 4226 – Teil 3, Abschnitt 3.5.1; ggf. abschlämmbare Bestandteile und Stoffe organischen Ursprungs nach DIN 4226 – Teil 3, Abschnitt 3.6.1.1 bzw. 3.6.2.1.

- Frischbeton: DIN 1048 – Teil 1: Konsistenz nach Verdichtungs- und Ausbreitversuch nach Abschnitt 3.1.1 bzw. 3.1.2; Rohdichte nach Abschnitt 3.2; Luftporengehalt nach Abschnitt 3.5; Zementgehalt und Wasserzementwert nach Abschnitt 3.3.2 bzw. 3.4.1.
- Festbeton: Druckfestigkeit am Würfel oder Bohrkern nach DIN 1048 – Teil 1, Abschnitt 4 bzw. Teil 2;
  Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048 – Teil 1;
  für Pflastersteine: Wasseraufnahme nach DIN 52 103 und dem *„Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz"*;
  für vorgefertigte Bauteile: Abmessungen nach dem *„Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz"*.

Die Einhaltung der geforderten Eigenschaften ist durch eine lückenlose Güteüberwachung nachzuprüfen. Als Eigenüberwachung sind die oben angegebenen Prüfungen durchzuführen; sie können jedoch bei vorgefertigten Bauteilen aus überwachten Herstellerbetrieben entfallen.

6. Asphalt

6.1 Allgemeines

Asphalt besteht aus einer Mischung von Bitumen und Mineralstoffen. Er ist ein thermoplastischer Baustoff, dessen mechanische Eigenschaften temperatur- und zeitabhängig sind. Diese Eigenschaften ermöglichen begrenzte und dann schadlose Anpassungen des Bauwerks an Setzungen der Unterlage. Der Asphalt wird im allgemeinen heiß eingebaut.

Entsprechend den Anforderungen an das Bauwerk werden dichte oder durchlässige Baustoffe eingesetzt. Dichte Massen sind Asphaltbeton, in der Mineralzusammensetzung nach dem Hohlraum-Minimumprinzip zusammengesetzt, und Steinlagen, deren Hohlräume mit Asphaltmastix voll vergossen werden. Sie sind alterungsbeständig, da die Witterung nur auf den unmittelbaren Oberflächenbereich Einfluß nehmen kann. Auch dünne Schichten aus reinem Bitumen sind dicht. Offene Bauweisen bestehen aus Steinlagen, deren Hohlräume nur teilweise mit Eingußmassen verfüllt sind, oder aus hohlraumreichen Bitumen-Mineral-Gemischen. Letztere müssen um das gröbere Gesteinskorn einen dicken Bindemittelfilm aus Bitumen oder einem Bitumen-Feinststoffgemisch erhalten, der gegenüber Durchtritt von Luftsauerstoff und Wasser alterungsbeständig ist. Eine möglicherweise begrenzte Alterungsbeständigkeit ist in die Wirtschaftlichkeitsberechnung des Gesamtbauwerks einzubeziehen.

Die Baustoffe, ihre Eigenschaften und Zusammensetzung, die Beständigkeit gegenüber allen äußeren Einflüssen, die Prüfung sowie die Anwendung und die Einbauverfahren sind ausführlich in den *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau"* (EAAW 77) beschrieben, die allen Ausschreibungen zugrundegelegt werden sollten. Hier wird daher nur eine kurze Beschreibung der verschiedenen Stoffe gegeben. Weitere Prüfverfahren sind in DIN 1996 sowie DIN 52 001 bis 52 0050 aufgeführt.

6.2 Mineralstoffe

Verwendet werden Natursteinschotter, -splitte und -brechsande, Steinmehle, Kiese und Natursande. Sie sollen weder verwittert noch quellfähig sein, dagegen frostbeständig, sauber,

Die Küste, 36 (1981), 1-320

von gleichbleibender Qualität und Kornzusammensetzung, ohne größere Mengen plattiger Anteile und für Asphaltbeton-Deckschichten im wesentlichen flintfrei.

Gesteinsmehle bestehen überwiegend aus Korn kleiner 0,09 mm, das man Füller nennt. Sie bestimmen wegen ihrer großen Oberfläche weitgehend den Bindemittelbedarf und damit teilweise auch die Stabilität einer Mischung.

6.3 Bindemittel

Als Bindemittel wird im allgemeinen ein Straßenbaubitumen nach DIN 1995 eingesetzt, das durch schonende Destillation aus Erdöl hergestellt wird (DIN 55 946). Es ist in hygienischer Hinsicht unbedenklich. Die Hauptsorten sind B 80 und B 65. Härtere und weichere Sorten (B 45 bis B 15 bzw. B 200 und B 300) können für besondere Beanspruchungen zweckmäßig sein, desgleichen Blasbitumen und auch Verschnittbitumen, das als Fluxmittel im Wasserbau aus hygienischen Gründen nur Erdölfraktionen enthalten sollte.

6.4 Asphaltbeton, Gußasphalt und Sandasphalt

Die Mineralmassen werden nach dem Hohlraum-Minimumprinzip zusammengesetzt und sollen etwa innerhalb der Sieblinienflächen der *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau"* (EAAW 77) liegen. Dort werden auch die Bindemittelmengen und die Anforderungen, insbesondere an den Hohlraum der verdichteten Mischung, angegeben.

Deckschichten sind wasserdicht, wenn daraus entnommene Prüfstücke eine Wasseraufnahme im Vakuum von ≦ 3 Vol.-% oder einen berechneten Hohlraum von ≦ 3 Vol.-% (DIN 1996, Teil 8 und Teil 7) aufweisen.

Für Deckwerke und Böschungsbefestigungen oberhalb der Wasserwechselzone sowie für Deichverteidigungswege kann der Hohlraum höher liegen, da eine absolute Wasserdichtigkeit nicht unbedingt erforderlich ist. Für Deckwerke und Böschungsbefestigungen gilt eine Wasseraufnahme ≦ 3 Vol.-% oder ein berechneter Hohlraum ≦ 4 Vol.-%.

Ein niedriger Hohlraumgehalt gewährleistet nicht nur Wasserdichtigkeit, sondern ist auch wegen der Alterungsbeständigkeit des Bauwerks von wesentlicher Bedeutung. Sind die Hohlräume gering, so hat auch der Luftsauerstoff kaum Zutrittsmöglichkeiten zum Bindemit-

Tabelle 5
Asphalt; Kornzusammensetzung und Bindemittelgehalt

	Kornbereich mm	Gehalt an Korn > 2 mm Masse-%	Füllergehalt Masse-%	Bitumengehalt Masse-%
Asphaltbeton	0/5, 0/8, 0/11	20 . . . 50	10 . . . 15	7 . . . 9
Asphaltbeton	0/16, 0/22, 0/32	40 . . . 60	5 . . . 13	5,5 . . . 7
Sandasphalt	0/2	0 . . . 20	10 . . . 20	8 . . . 12
Gußasphalt	0/8, 0/11, 0/16	25 . . . 40	≧ 20	7 . . . 10
Asphaltverguß	Natursand 0/2	teilweise bis 30	10 . . . 30	14 . . . 20
Bitumensand	Natursand 0/2	–	bis 5	3 . . . 5

tel im Inneren des Belages selbst; es kann dann auch keine Oxidierung und damit Verhärtung eintreten, die auf lange Sicht die Flexibilität der Decke beeinträchtigen würde.

Tab. 5 enthält in einer Zusammenstellung einige Angaben über Kornzusammensetzung und Bindemittelgehalt. Die Kornbereiche lassen sich für besondere Einbauverfahren und Anwendungsbereiche noch durch Einbeziehung gröberer Korngruppen erweitern. Sandasphalt und Gußasphalt haben heute im Asphaltwasserbau nur noch in Sonderfällen eine Bedeutung, da sie mit Asphaltbeton in wirtschaftlicher Hinsicht kaum noch konkurrieren können.

6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische

Sie dienen als Walzunterlage, Ausgleichsschicht gegenüber großkörnigen, nichtgebundenen Mineralschichten oder als Filter- und Dränschichten. Damit können sie bindemittelärmer, grobkörniger und hohlraumreicher als die undurchlässigen Dichtungsschichten oder Deckwerke eingestellt werden. Die Zusammensetzung erfolgt im allgemeinen in Anlehnung an die Straßenbauvorschriften (TVT und TVbit 3). Für Deckwerke an Seedeichen haben diese Mischungen im allgemeinen keine Bedeutung mehr. Werden sie jedoch als Drän- und Filterschichten benötigt, so ist für geeignete hohlraumreiche Gemische aus Bitumen und Kies, Splitt, Grobkies und Schotter ein dickerer Bitumenfilm durch Beigabe von Steinmehlen oder Brechsand mit entsprechendem Steinmehlgehalt anzustreben. Diese Mischungen werden Mastixgesteine genannt.

6.6 Asphaltverguß

Als Vergußmasse wird ein hohlraumfreies, heißes Gemisch aus feineren Mineralstoffen (Sande und Steinmehle) und Bitumen verwendet. Es ist im heißen Zustand fließfähig, nach dem Erkalten jedoch standfest, und kann sich langsamen Bewegungen durch plastische Verformungen angleichen. Die Zusammensetzung für die verschiedenen Anwendungsgebiete ist wiederum in den *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau"* (EAAW 77) festgelegt. Für die Mineralzusammensetzung sind Sieblinienflächen angegeben. Je nach Größe der zu füllenden Hohlräume werden gröbere Mineralstoffe zugegeben, die für Sonderanwendungen bis zu Korngrößen von 150 mm reichen können.

6.7 Fugenverguß

Für Fugenvergußmassen zum Schließen von horizontalen oder geneigten Fugen zwischen starren Baukörpern sind keine allgemeinen Angaben über ihre Zusammensetzung möglich, da diese entsprechend dem Anwendungsgebiet und den Bedingungen, wie Böschungsneigung, Fugenbreite und -tiefe, sehr unterschiedlich sein kann. Es empfiehlt sich, erfahrenen Herstellern von Vergußmassen diese Bedingungen zu schildern und sich geeignete Zusammensetzungen anbieten zu lassen.

6.8 Bitumensand

Entsprechend seiner Anwendung als wirtschaftlicher Baustoff für Unterlagen von dichteren Asphaltbelägen und Deckwerken, zum Verfüllen von Hohlräumen und als Filterschicht

Die Küste, 36 (1981), 1-320

genügt es, eine Bindung durch geringe Bitumenmengen, etwa 3 bis 5 Masse-%, anzustreben. Der Endhohlraum liegt im allgemeinen zwischen 20 und 35 Vol.-%. Ist eine gewisse Standfestigkeit erforderlich, so kann die Stabilität des Mischgutes durch Zugabe von Steinmehl verbessert werden. Als Bitumensorte kommt im allgemeinen ein B 80 in Frage.

6.9 Sondermischungen

Die Vielzahl der Anwendungsgebiete bedingt, daß außer den oben beschriebenen Baustoffen im Küstenschutz gelegentlich auch Sondermischungen eingesetzt werden. Dazu gehören unter anderem Gießasphalt, Preßasphalt und Versiegelungsmastix. Sie sind in den *„Empfehlungen für die Ausführungen von Asphaltarbeiten im Wasserbau"* (EAAW 77) näher beschrieben.

7. Kunststoffe

7.1 Allgemeines

Kunststoffe werden im Küstenwasserbau als Dichtungen und als Filter in zunehmendem Umfang verwendet. Sie ersetzen herkömmliche Baustoffe oder ermöglichen in der Kombination mit diesen neue und wirtschaftliche Bauweisen, um insbesondere in der Kontaktzone von Boden und Wasser aufstauende bzw. abdichtende oder filternde Funktionen zu übernehmen. Ihre vielseitige Verwendbarkeit beruht vor allem darauf, daß durch Formbarkeit und geeignete Verbindungsmittel die Flächengröße dem Einbauzweck angepaßt und Hohlkörper wie Säcke, Zellen-Matten und Schläuche hergestellt werden können. Außerdem ist eine weitestgehende Abstimmung auf gegebene Belastungsgrößen möglich. Hinzu kommt die Beständigkeit gegen chemische Einflüsse, die Verrottungsfestigkeit und die leichte Handhabung infolge ihrer geringen Eigengewichte.

7.2 Dichtungen

7.2.1 Grundstoffe und Eigenschaften

Zur Herstellung von Dichtungsbahnen werden z. Z. überwiegend folgende Grundstoffe verwendet:

PVC-weich (Polyvinylchlorid)
PE-hart (Niederdruckpolyäthylen)
PE-weich (Hochdruckpolyäthylen)
PIB (Polyisobutylen)
Äthylen-Copolimerisat mit Bitumen
IIR (Butylkautschuk)

Bis auf IIR, das zu den Elastomeren gehört, handelt es sich um Thermoplaste. Die mechanischen Eigenschaften sind in Tab. 6 zusammengestellt.

Bei PVC-weich sollte Material mit polymerem Weichmacher bevorzugt werden, um eine „Weichmacherwanderung" und die damit verbundene allmähliche Versprödung auszuschließen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 6
Mechanische Eigenschaften der Kunststoffe (s. Abschn. 7.3.5)

Rohdichte kg/dm³	PVC-weich[1]) 1,20 bis 1,30	PE-hart 0,95 bis 0,96	PE-weich 0,918 bis 0,93	PIB 0,93	Äthylen-Copolimerisat mit Bitumen 0,97 bis 0,98	IIR 1,30
Zugfestigkeit in N/mm²	12 bis 30	22 bis 28	8,5 bis 13	6[2])	–[4])	22,5 23,8
E-Modul[3]) in N/mm²	< 3000[1])	700 bis 1000	140 bis 230	–	–	7 bis 8
Bruchdehnung in %	150 bis 400	500	400	1000[2])	500	560 bis 610
Formbeständigkeit						
in Wärme °C	60	100	80	60	60	120
in Kälte °C	– 60	– 50	– 50	– 30	– 70	– 40

[1]) Abhängig vom Weichmachergehalt
[2]) Reißfestigkeit nach DIN 16 935: 2 N/mm²
Reißdehnung nach DIN 16 935: 300 %
[3]) bei 20 °C
[4]) unterschiedlich je nach Bitumenanteil

Neben Kunststoffbahnen aus den o. g. Grundstoffen werden als Dichtungen auch beschichtete Gewebe verwendet, vor allem dann, wenn mit größeren Zugbeanspruchungen zu rechnen ist (s. Abschn. 7.3.5). Die Beschichtung gewährleistet dabei eine hinreichende Dichtigkeit, schützt das Gewebe darüber hinaus gegen schädigenden Einfluß von UV-Strahlen, gegen mechanische Beanspruchungen, erhöht die Weiterreißfestigkeit nach eingetretener Beschädigung und dient zur Erzielung der erforderlichen Wasserdichtigkeit. Dafür werden am häufigsten Polyvinylchlorid, Polyurethan, Polychloropren, Nitrilkautschuk und besonders präparierte Bitumen- oder Teerprodukte verwandt.

7.2.2 Verbindung

Verbindungen von Kunststoffdichtungsbahnen können kraftschlüssig oder gleitend dicht ausgebildet werden. Die Ausführungsart ist u. a. von den Eigenschaften der gewählten Dichtungsbahn und den Anforderungen an die Dichtigkeit abhängig. Zu den Verfahren gehören die Schweißung (Warmgas-, Quell-, Hochfrequenz- und Überschallschweißen), das Kleben (mit Kleblacken, Klebkitten und Kleblösern), das Klemmen und Nieten bzw. Heften.

Die am häufigsten angewendete Methode zur Verbindung von Dichtungsbahnen ist die Warmgasschweißung nach DIN 1910 und DIN 16 931. Sie kann als Überlapp- oder als Bandschweißung ausgeführt werden. Bei beschichteten Geweben kann der Verbund auch durch ein Verschweißen der Beschichtung erzielt werden.

7.2.3 Beurteilungskriterien

Die Anforderungen an ein Dichtungssystem aus Kunststoffbahnen werden von der Art des Bauwerkes, der vorgesehenen Nutzung und den Sicherheitsbedingungen bestimmt. Zur

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Beurteilung der Anwendbarkeit von Dichtungsmaterialien sind im wesentlichen folgende Eigenschaften von Bedeutung:

- Dicke und deren Toleranz (Homogenität), Flexibilität, Gewicht,
- Reißfestigkeit, Reißdehnung und Weiterreißfestigkeit (in diesem Zusammenhang Belastungshöhe und Einwirkungsdauer),
- Alterungsbeständigkeit und Verrottungsfestigkeit,
- Unempfindlichkeit gegen chemische Einflüsse,
- Nagetier- und Durchwuchsresistenz, UV-Beständigkeit,
- Heißbitumenbeständigkeit (z. B. bei Verkleben der Folie mit Bitumen),
- Scheuerfestigkeit,
- Risse- und Faltenfreiheit bei Anlieferung,
- Reibungsverhalten gegenüber Unterlage und Abdeckung bei geneigten Flächen.

Für die Dichtung von Seedeichen wurden bisher vorrangig Mattenkonstruktionen aus PVC-weich verwendet, für Spülfeldbegrenzungen überwiegend Bahnen aus Hochdruck-Polyäthylen. PE-hart, PP und IIR besitzen eine größere Steifigkeit, so daß sie ohne jede Hilfskonstruktion eingebaut werden können.

7.3 Filter

7.3.1 Allgemeines

Hierfür wird bei textilen Flächengebilden aus Kunststoffen zwischen Geweben und Vliesstoffen unterschieden. Gewebe haben orientierte, Vliese nicht orientierte Faserrichtungen. Beide werden auf größeren Flächen mit Überlappung oder nach Verbindung durch Nähen verlegt.

7.3.2 Gewebe

Zur Herstellung von Geweben werden verschiedene Garnarten verwendet: Multifile (gezwirnt und ungezwirnt), Monofile und Bändchengarne. Die Verschiedenartigkeit der Gewebe und die unterschiedlichen Eigenschaften werden durch folgende Faktoren bestimmt:

- Gewebeart (Bindung),
- Anzahl der Fäden in Kette und Schuß,
- Dicke der Fäden; Vor- und Nachbehandlung,
- Art der Fäden (Rohstoff; Monofile oder Multifile).

Die gebräuchlichste Gewebeart bei Anwendungen im Wasserbau ist die Leinenbindung, aber es werden auch Köper- und Panamabindungen verwendet. Bei Gewebe mit Leinenbindung sind Verstärkungen möglich, indem etwa jeder 10. Kett- oder Schußfaden doppelt eingewebt wird. Derartige „Karogewebe" haben eine höhere Weiterreißfestigkeit als Einfachgewebe. Durch die Gewebeart kann die Fülligkeit und die Maschenform der Gewebe verändert werden. Füllige Gewebe haben mehr Garn pro Flächeneinheit und sind daher widerstandsfähiger gegen scheuernden Abrieb.

Als Spezialgewebe können Doppelgewebe, die durch Nullabwebung eine Zellenstruktur erhalten, sowie Hohlgewebe als endlose Schläuche hergestellt werden. So werden Schlauchgewebe aus PE-hart und PP-Bandgarngewebe heute bis zu einem Durchmesser von 1,80 m angefertigt.

Als gebräuchlichste Rohstoffe für die Herstellung der Einzelfäden gelten heute Polyester, Polyamid, Polyacrylnitril und Polyvinylchlorid.

7.3.3 Vliesstoffe

Vliesstoffe bestehen aus nicht versponnenen Chemiefasern, die durch Verfilzen, Verdichten oder Verkleben hergestellt werden. Als Grundstoffe werden überwiegend Polyester und Polyamide verwendet. Zu unterscheiden sind in erster Linie Spinnvliese aus Endlos-Fäden und Nadelvliese mit Trägergewebe.

Während bei Geweben die Maschenöffnungen häufig noch optisch bestimmbar sind, lassen sich bei den Vliesstoffen die Öffnungsweiten nur durch indirekte Verfahren wie Naß- oder Trockensiebungen ermitteln.

7.3.4 Hydraulische Filtereigenschaften

Gewebe und Vliesstoffe werden als Filter zur Sohl- und Böschungssicherung eingesetzt. Zur Gewährleistung der Filterwirksamkeit müssen bestimmte Bedingungen eingehalten werden, die grundsätzlich unabhängig von dem verwendeten Filtermaterial sind:

- Aus der abzufilternden Bodenschicht dürfen keine Einzelteilchen ausgespült werden,
- der Durchflußwiderstand des Filters muß so gering sein, daß das Wasser praktisch druckfrei abfließen kann und
- die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch muß gegeben sein.

Da Gewebe und Vliesstoffe im Gegensatz zu konventionellen Schüttfiltern kein nutzbares Eigengewicht haben, muß die Grundbruchsicherheit durch eine offene Deckauflage erreicht werden. Kunststoffilter können Filterschichten, die beispielsweise unter dichten Deckwerken angeordnet werden, um zusickerndes Grundwasser abzuleiten, nur teilweise oder in Sonderfällen ersetzen.

In der Wirkungsweise unterscheiden sich Gewebe und Vliesstoffe dadurch, daß Gewebe überwiegend nur als zweidimensionale Sperrschichten zu werten sind, während bei Vliesstoffen der räumliche Aufbau wirksam werden kann. Hierdurch können sich Bodenteilchen in das Wirrfadengeflecht einlagern, so daß Vliesstoffe im allgemeinen ein breiteres Körnungsband absichern als Gewebe.

Aus Filterversuchen mit gleichförmigen, rolligen Küstensedimenten sind folgende Dimensionierungsgrundsätze abgeleitet worden:

Bei dynamischer Belastung durch instationäre Sickerströmung (Seegangseinfluß), aber gleichmäßiger Filterauflast ist für Gewebe $0{,}5 < D_w / d_{50} \leq 1{,}3$ und für Vliesstoffe $0{,}5 < D_w / d_{50} \leq 1{,}5$ zu wählen. Ohne Filterauflast – z. B. bei einer unzureichenden Stützung in der Grenzschicht Filter/Boden – ist $D_w < d_{10}$ zu wählen.

Dabei stehen d_{10} bzw. d_{50} für den Korngrößendurchmesser bei 10 % bzw. 50 % Siebdurchgang und D_w für die wirksame Öffnungsweite. Die wirksame Öffnungsweite ist ein verfahrensabhängiger Kennwert. Sie wird aus einer Naßsiebung mit dem zu prüfenden Filter als Sieb ausgeführt und ist definiert als diejenige Öffnungsweite, bei der der Siebdurchgang deutlich abnimmt.

Diese Regeln sind als Mindestanforderungen zur Gewährleistung der Filterstabilität zu werten. Bei einzelnen Filtertypen sind z. T. wesentlich günstigere Eigenschaften gegeben, die aber im konkreten Anwendungsfall durch problemorientierte Versuche überprüft werden sollten.

Da bei Geweben erfahrungsgemäß eine wirksame Öffnungsweite von weniger als 0,12 mm nicht erreichbar ist, beschränkt sich deren Anwendungsbereich auf schluffige Feinsande bzw. auf Bodenarten mit $d_{50} \geq 0{,}09$ mm. Bei feinkörnigeren Bodenarten und insbesondere zur Sicherung bindiger Erdstoffe sind Vliesstoff-Filter erforderlich, bei denen die Gefahr des völligen Zusetzens der Öffnungen durch Oberflächenzerfall eines bindigen Bodens geringer ist und die außerdem im Regelfall günstigere Eigenschaften hinsichtlich des Reibungsverhaltens aufweisen.

7.3.5 Mechanische Eigenschaften

Bei der Verwendung von Geweben und Vliesstoffen als Stütz- bzw. Staukörper oder als Sinkmatten, also in Fällen, in denen Zugbeanspruchungen auftreten, müssen bestimmte mechanische Festigkeitsanforderungen an das Material und gegebenenfalls an seine Verbindungsart erfüllt sein. Zur Abschätzung der Verwendbarkeit sind dazu Prüfverfahren entwikkelt worden, die allerdings z. T. noch nicht genormt sind. Bestimmt werden im einzelnen Reißkraft und Reißdehnung, Weiterreißfestigkeit, Durchschlagfestigkeit, Abriebfestigkeit, Temperaturverhalten, Einfluß von Wasserlagerung und UV-Bestrahlung sowie das Reibungsverhalten, sofern eine Verlegung auf geneigten Flächen erfolgt.

Die im maximalen Zugversuch ermittelten Festigkeiten und Dehnungen sind allerdings nur indirekt für bautechnische Anwendungen brauchbar, weil die bauseitigen Beanspruchungen durch diese Prüfmethode nur unzureichend erfaßt werden. So sind die Werte für Reißfestigkeit und -dehnung im mehrdimensionalen Spannungszustand wesentlich geringer als die im DIN-Versuch.

Zu beachten ist weiterhin, daß die Reißfestigkeit mit zunehmender Lasteneinwirkungsdauer erheblich absinkt; selbst eine Lastunterbrechung hierbei hat keinen Erholungseffekt, sondern nur zeitlich aufschiebende Wirkung. Dieser Festigkeitsabbau zwischen Anfangs- und Restreißfestigkeit ist um so stärker, je größer die Dauerbelastung im Verhältnis zur Anfangsfestigkeit ist.

Bei Polyester beträgt die Festigkeitsabnahme nach 10 000 Stunden Dauerlast in Höhe von 5 % Anfangsreißlast ca. 2 %, in Höhe von 50 % der Anfangsreißlast bereits ca. 10 %, nach 10 000 Stunden Belastung knapp unter der jeweiligen, abbauenden Reißlast sogar 25 %. Bei Polyamid ist diese Erscheinung noch stärker; hier erfolgt eine Festigkeitsabnahme nach 10 000 Stunden Belastung knapp unter der jeweiligen abbauenden Reißlast bis zu 35 %. Gefördert wird diese Festigkeitsreduktion noch

- durch zweiachsiale Beanspruchung – um weitere 15 %;
- durch Temperatur, wenn diese über + 50 °C ansteigt;
- durch UV-Bestrahlung, falls diese an das Traggewebe gelangen kann;
- und bei Polyamid auch durch Wasserlagerung – um weitere 10 %.

Bezüglich der Elastizität ergibt sich ein gleiches Verhalten. Gegenläufig verhält sich das Rückstellvermögen.

Auch die Verbindungsmethoden haben Festigkeitseinbußen entsprechend der Lasteinwirkungsdauer und Belastungsgröße. So beträgt der Festigkeitsabfall gegenüber dem Grundmaterial bei der Schweißnaht noch einmal 20 %, eine gute Ausführung vorausgesetzt, bei der Nähnaht sogar 40 %. Am günstigsten, also fast ohne jede Einbuße gegenüber dem Grundmaterial, schneiden hierbei die Klemmverbindungen ab. Auch hier wird der Rückgang der Verbindungsfestigkeit verstärkt durch Temperatur, UV-Bestrahlung und gelegentlich durch Wasserlagerung.

8. Holz

8.1 Allgemeines

Für Bauwerke des Küstenschutzes werden europäische und überseeische Holzarten sowohl als Rundholz als auch in Form von Schnittholz verwendet. Der Baustoff Holz kann gegenüber anderen Baustoffen wie Stahl und Beton durch seine leichte Bearbeitbarkeit Vorteile haben. Holz hat gute Festigkeitseigenschaften im Verhältnis zu seinem Gewicht. Insbesondere tropische Hölzer haben einen hohen Abnutzungswiderstand und eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse. Holz unterliegt jedoch als organischer Baustoff der Fäulnis und den Angriffen von Holzschädlingen und bedarf gegebenenfalls eines besonderen Schutzes.

Tabelle 7
Materialkennwerte (nach Schönbeck, 1976)

Holzart	Rohdichte (kg/dm³)	Druckfestigkeit N/mm²	Biegefestigkeit N/mm²	Scherfestigkeit N/mm²	Elastizitätsmodul N/mm²	Härte nach Janka N/mm²	
Kiefer	0,52	47 . . . 48	81 . . . 87	10	11 000 . . . 12 000	30 . . . 36 25 . . . 31	H*) S*)
Fichte	0,47	40 . . . 43	66	6	10 000 . . . 11 000	27 16	H S
Tanne	0,45	40	62	5	11 000	34 18	H S
Douglasie	0,50	42	67	–	10 700	30 24	H S
Pitch-Pine	0,70	53	94	–	12 900	42 38	H S
Eiche	0,69	50 . . . 55	72 . . . 94	6 . . . 11	11 100 . . . 13 000	48 . . . 69 26 . . . 45	H S
Rüster	0,68	43	91	–	10 600	54 39	H S
Buche	0,72	49	101	–	12 600	72 60	H S
Jarrah	1,00	57	103	13	13 400	122 110	H S
Demerara	1,03–1,05	85 . . . 100	157 . . . 200	13 . . . 15	20 700 26 000	– 122	 S
Azobé (Bongossi)	1,08–1,10	89 . . . 95	147 . . . 195	14 . . . 15	19 000 22 000	217 140 . . . 180	H S
Bilinga	0,75	63	103	12	13 400	82 62	H S
Angélique	0,77–0,80	51 . . . 70	107 . . . 120	10 . . . 12	13 600 14 000	93 . . . 105 49 . . . 55	H S
Manbarklak	1,10	72	160	13	20 000	130 123	H S
Yang	0,85	53 . . . 54	109	11	14 600	70 70	H S
Afzelia	0,75	66	106	13	13 000	–	
Karri	0,95	66	129	–	19 200	84 73	H S

*) H – auf der Hirnfläche; S – auf der Seitenfläche des Holzes.
Alle Angaben beziehen sich auf einen Feuchtigkeitsgehalt von rd. 15 %.
Die Druck- und Scherfestigkeiten wurden bei Belastung in Faserrichtung ermittelt.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Von seiner Struktur her ist Holz ein anisotroper Baustoff mit den Hauptbestandteilen Zellulose und Lignin, einem amorphen Stoff, der als Kittsubstanz wirkt. Ein hoher Ligningehalt bewirkt im allgemeinen eine höhere Festigkeit. Zu den Nebenbestandteilen rechnen Pektine, Stärke, Fette und Eiweiß, Farb- und Gerbstoffe, Harze, ätherische Öle, Mineralstoffe und andere. Sie beeinflussen in erheblichem Maße die chemischen, physikalischen und mechanischen Eigenschaften. Gerbstoffe erhöhen die Dauerfestigkeit eines Holzes und seine Härte; Harze haben eine konservierende Wirkung; daher ist harzreiches Holz auch in der Wasserwechselzone relativ dauerhaft. Von den mineralischen Inhaltsstoffen ist der Gehalt an Siliziumoxyd technisch bedeutungsvoll; auf ihn läßt sich die Härte und Dauerhaftigkeit mancher Tropenhölzer zurückführen.

8.2 Physikalische Eigenschaften

Die mittlere Rohdichte einheimischer Laubhölzer liegt bei ca. 0,60 g/cm^3; die vergleichbare mittlere Rohdichte der Tropenhölzer liegt wesentlich höher. In Tab. 7 sind Rohdichte, Festigkeit, Elastizitätsmodul und Härte einiger Holzarten angegeben.

Da Holz ein poriger, hygroskopischer Stoff ist, verändert sich die Rohdichte mit dem Feuchtigkeitsgehalt. Als Basis für wissenschaftliche und technische Zwecke werden die Rohdichten bei 0 %, 12 % und 15 % Feuchtigkeitsgehalt bevorzugt. Die Wichte des Holzes ist für alle Holzarten gleich und beträgt 15,6 kN/m^3.

8.3 Zulässige Spannungen

Für Bauholz europäischer Herkunft sind die zulässigen Spannungen, Elastizitäts- und Schubmoduli in DIN 1052 angegeben.

Bei Bauteilen, die der Feuchtigkeit und Nässe ungeschützt ausgesetzt sind, müssen die Werte für die zulässigen Spannungen nach DIN 1052 auf 2/3 ermäßigt werden. Eine Reduzierung der Werte auf 2/3 muß auch vorgenommen werden für Bauteile, die dauernd im Wasser stehen, selbst wenn diese Hölzer imprägniert wurden. Falls die erstgenannten Bauteile jedoch mit einem geprüften Mittel (DIN 68 800) geschützt worden sind, genügt eine Abminderung der in den Tabellen der DIN 1052 angegebenen zulässigen Spannungen auf 5/6. Für Hölzer in Bauteilen, die der Witterung allseitig ausgesetzt sind oder bei denen mit einer dauernden Durchfeuchtung zu rechnen ist, schreibt die DIN 1052 auch eine Abminderung der Elastizitäts- und Schubmoduli auf 5/6 der Werte vor.

In der DIN 1052 sind für tropische Holzarten bisher keine Festlegungen der zulässigen Spannungen erfolgt. In den Erläuterungen zur DIN 4026 wird darauf hingewiesen, daß zur Einstufung dieser Hölzer entsprechend ihren Festigkeitseigenschaften Angaben der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft, Institut für Holzphysik und mechanische Holztechnologie, in Reinbek bei Hamburg erhalten werden können.

8.4 Dauerhaftigkeit

Wasserbauhölzer sind mechanischen Angriffen und Abnutzungen (anlegende Schiffe, Sandschliff) sowie der Zerstörung durch pflanzliche Fäulnis und tierische Schädlinge ausgesetzt. Die Fäulnis des Holzes wird durch Pilze hervorgerufen und kann durch Bakterien

verstärkt werden. Trockenes Holz (Feuchtigkeit unter 20 %) und wassergesättigtes Holz werden nicht befallen. Besonders gefährdet ist deshalb Holz in der Wasserwechselzone. Zu den tierischen Schädlingen gehören vor allem Hausbockkäfer, Bohrmuscheln und Bohrasseln. Keine Holzart ist völlig immun gegen Pilze, Insekten und Meerestiere; der Grad der Dauerhaftigkeit wird jedoch auf den Gehalt an Resistenzstoffen und auf die Rohdichte zurückgeführt. Eine Übersicht über die Haltbarkeit gibt Tab. 8.

Tabelle 8
Haltbarkeit der gebräuchlichsten Holzarten (nach SCHÖNBECK, 1976)

Holzart	Rohdichte kg/dm³*)	Härte Elastizität	Bearbeitbarkeit	Haltbarkeit
a) Europäische Hölzer				
Eiche	0,69	hart, zäh, im Wasser sehr hart, sehr elastisch	gut, beim Rammen Spaltgefahr bei kleinerem Querschnitt	in der Wasserwechselzone 12 bis 15 Jahre, splintfreies Holz 20 bis 25 Jahre
Ulme	0,68	mittelhart, elastisch	schwer spaltbar	in der Wasserwechselzone 10 bis 15 Jahre
Erle	0,55	weich, wenig elastisch	gut	nur unter Wasser dauerhaft
Rotbuche	0,72	hart, ziemlich elastisch	gut	nur unter Wasser dauerhaft
Kiefer	0,52	weich bis sehr weich, elastisch	gut	infolge Harzreichtums in der Wasserwechselzone 6 bis 7 Jahre
Lärche	0,59	ziemlich weich, Kernholz hart, zäh, elastisch	gut	in der Wasserwechselzone 6 bis 7 Jahre
Fichte Tanne	0,47 0,45	sehr weich, elastisch	gut	in der Wasserwechselzone sehr geringe Lebensdauer
b) Überseeische Harthölzer				
Basralocus (Angélique, Surinam Teak)	0,8	hart und fest, grobfaserig, mäßig spröde	in frischem Zustand gut bearbeitbar, jedoch schwer zu nageln und zu schrauben; beim Rammen Maßnahmen gegen Splittern erforderlich, neigt besonders bei Frost zum Spalten	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, wegen hohen Kieselsäuregehalts ist splintfreies Holz sehr bohrmuschelbeständig
Demerara Greenheart	1,05	hart und sehr fest, sehr fein gefasert, wenig spröde	ziemlich gut bearbeitbar, schwer zu nageln und zu schrauben, leicht spaltbar	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, Kernholz wegen Berberine-Alkaloid-Gehalts bohrmuschelbeständig

*) bei 15 % Feuchtigkeit

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 8 (Fortsetzung)
Haltbarkeit der gebräuchlichsten Holzarten (nach SCHÖNBECK, 1976)

Holzart	Rohdichte kg/dm³*)	Härte Elastizität	Bearbeitbarkeit	Haltbarkeit
Manbarklak (Kakeralli)	1,1	sehr hart und fest, zäh, geradfaserig, wenig spröde	Neigung zum Spalten, schwierig zu bearbeiten, Verwendung als 4kantig behauene Pfähle	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, wegen hohem Kieselsäuregehalt bohrmuschelbeständig
Bongossi (Azobé, Ekki)	1,1	hart und sehr fest, grobfaserig, geringe Verformung bei Wasseraufnahme	schwer bearbeitbar, großer Spaltwiderstand, als Schnittholz besonders geeignet, wird bei Nässe sehr glatt	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, ziemlich beständig gegen Bohrmuschelbefall
Jarrah	1,0	hart, fest, sehr zäh, grobfaserig	gut bearbeitbar, schwer zu nageln	ziemlich säurebeständig, aber wenig bohrmuschelbeständig
Kopja	0,85	hart	gut bearbeitbar	mäßig bohrmuschelbeständig
Afzelia (Doussié, Apa)	0,75	ziemlich hart, grobfaserig, mäßig spröde	gut bearbeitbar, formbeständig, neigt zum Spalten	widerstandsfähig gegen schwache Säure, nicht bohrmuschelbeständig

*) bei 15 % Feuchtigkeit

8.5 Schutzmaßnahmen

Schutz gegen Abrieb kann in gewissen Grenzen durch Anbringung von Stahlplatten, Kunststoffprofilen, zusätzlichen Reibehölzern, Vermeiden ständiger Reibung in der Konstruktion, durch Zwischenschaltung von Stahl und durch Überdimensionierung mit entsprechender Reserve gewährleistet werden.

Als wirksamer Schutz europäischer Hölzer gegen Fäulnis und tierische Schädlinge wird die Tränkung mit Steinkohleteeröl (Kreosot) angewendet. Die Schutzbehandlung sollte als Spartränkung nach dem RÜPING-Verfahren durchgeführt werden. Als Soll-Aufnahme wird empfohlen

Kiefer Rund- und Schnittholz	120 kg/m³
Buche Rund- und Schnittholz	190 kg/m³
Eiche Rund- und Schnittholz	170 kg/m³
Fichte Rundholz	100 kg/m³
Fichte Schnittholz	80 kg/m³

8.6 Lebensdauer

Bei europäischen Holzarten ohne Schutzbehandlung wird mit einer mittleren Lebensdauer von 15 bis 20 Jahren für Kernholz (Splintholz 7 Jahre) gerechnet. Durch Tränkung mit

Teeröl kann die Lebensdauer auf über 30 Jahre erhöht werden. Diese Angaben setzen einwandfreies gesundes Holz voraus. Europäische Holzarten sollten nur eingebaut werden, wenn sie sich ständig unter Wasser befinden oder wenn mit einer Gebrauchsdauer von weniger als 10 Jahren gerechnet wird.

Bei tropischen Holzarten können Standzeiten bis 40 Jahre, im Mittel in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre erreicht werden (s. Tab. 8).

9. Stahl

9.1 Allgemeines

Stahl findet bei Bauwerken des Küstenschutzes hauptsächlich in Form von Walzprofilen für Spundwände und Pfähle sowie als Drahtgeflecht Verwendung.

Spundwände dienen als Stützwände zur Sicherung von Geländesprüngen und Steilufern, zum Bau von Buhnen, Fangedämmen und Molen, als Fußsicherung von Deckwerken, zur Erhöhung von Deichen in beengten Lagen und als Baugrubenumschließungen. In Sonderfällen können sie als gelochte Wände zum Abbau von Strömungsgeschwindigkeiten und zur Umwandlung von Wellenenergie eingesetzt werden. Stahlpfähle werden vorwiegend bei Pfahlgründungen als Zug- und Druckglieder und bei Spundwänden als Anker verwendet.

Draht wird zu Drahtgeflechten und Drahtnetzen verarbeitet, die für Steinmatten, Drahtschotterkästen, Drahtsenkwalzen und ähnlichem benötigt werden.

9.2 Anforderungen und Eigenschaften

Stahlsorten der Spundwandstähle entsprechend *„Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen"* – Fassung 1967: St Sp 37, St Sp 45 und St Sp S (Sonderstahl).

Spundwandstahl St Sp 37 ist wegen seiner hohen Dehnung, guten Formänderungsfähigkeit und Schweißbarkeit für alle Verwendungszwecke geeignet. Spundwandsonderstähle St Sp S finden dort Anwendung, wo neben den genannten Eigenschaften höhere Festigkeiten zu einer wirtschaftlichen Bemessung führen können.

In Sonderfällen, z. B. bei schwierigen Schweißarbeiten, räumlichen Spannungszuständen und bei dynamischen Wechselbeanspruchungen gemäß E 20 (Empfehlung 20, EAU 75) sind beruhigte Stähle nach DIN 17 100 wie R St 37-2, St 37-3 oder St 52-3 zu verwenden.

Im Wasserbau eingesetzte Stähle sollten das Streckgrenzenverhältnis (= Streckgrenze zu Bruchfestigkeit) von 0,75 nicht überschreiten. Wird dieses Streckgrenzenverhältnis wesentlich überschritten, so ist bei hochfesten Stählen die Spannungsrißkorrosion zu beachten.

Die Lebensdauer des Stahles hängt im Seewasser von dessen chemischer Zusammensetzung, der Beanspruchung und den getroffenen Schutzmaßnahmen ab.

9.3 Stahlspundwände

Bei Gefahr von Sandschliff sind Stahlspundwände nicht geeignet, da der Sandschliff ihre Lebensdauer stark reduziert. Wegen der Korrosion im Seewasser ist bei Bemessung von Stahlspundwänden das schwerere Profil in St Sp 37 einer Ausführung in St Sp S allgemein vorzuziehen, um die Lebensdauer zu erhöhen. In Fällen starker Korrosion auf der Wasserseite

Die Küste, 36 (1981), 1-320

muß in der Hauptangriffszone mit einem jährlichen Substanzverlust von im Mittel 0,1 mm und unter besonders ungünstigen Bedingungen bis 0,4 mm pro Jahr gerechnet werden. Konservierende Anstriche auf sandgestrahltem Untergrund sind aufwendig und nur in Ausnahmefällen – z. B. aus ästhetischen Gründen – zu empfehlen. Eine weitere Möglichkeit, die Lebensdauer zu erhöhen, ist eine Feuerverzinkung oder Kunststoffbeschichtung.

In Feinsandbereichen empfiehlt es sich, Stahlspundwände in den Schloßfugen zusätzlich zu dichten, um Sandauswaschungen zu verhindern, da eine Selbstdichtung der Schloßfuge durch Korrosion und Verkrustung erst langzeitig wirksam wird.

9.4 Stahlpfähle

Sandschliff und Korrosionsgefahr sind in gleicher Weise zu beachten wie im Abschnitt 9.3 angegeben.

9.5 Drahtnetze und Drahtgeflecht

Drahtbauweisen im Seewasserbau werden in erster Linie bei Bauhilfsmaßnahmen angewendet. Für bleibende Ausführungen ist ein abriebfester Korrosionsschutz erforderlich, der durch Feuerverzinkung, PVC-Ummantelung oder PVC-Sinterung angestrebt wird.

Nach neueren Erfahrungen ist die Wirksamkeit des Schutzes von Drahtnetzen und Drahtgeflechten nicht unumstritten, so daß die Korrosionsbeständigkeit trotz dieser Maßnahmen nicht als gesichert angesehen werden kann. Dasselbe gilt auch für Verrödelungsdrähte bei Herstellung von Sinkstücken und Steinmatten (s. Empfehlungen F, Abschn. 4.2).

10. Schriftenverzeichnis und Normen

Zu Abschnitt 2: Boden

Blaum, G. u. v. Marnitz, F.: Die Schwimmbagger. Bd. I/II. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1963/69.

Brösskamp, K. H.: Förderweite und Fördermenge im Spülbetrieb. Die Bautechnik, H. 11, 1957.

Brösskamp, K. H.: Entwicklung der Naßbaggertechnik. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 32, 1969/71.

Brösskamp, K. H. u. a.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1977.

Brühl, H.: Einfluß von Feinstoffen in Korngemischen auf dem hydraulischen Feststofftransport in Rohrleitungen. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 43, 1976.

Durand, R.: Basic Relationships on the Transportation of Solids in Pipes. Proc. Minnesota Intern. Hydr. Conv., Minneapolis, Minnesota, 1953.

Erikson, O. P.: Latest Dredging Practice. J. Am. Soc. Civil Eng., 1961.

Franke, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1, 1972.

Franke, E. u. Manske: Spülarbeiten zur Herstellung von Erdbaukörpern. Baumaschinen und Technik, H. 7/8, 1975.

Franke, E.: Anforderungen an Klei als Böschungsabdeckung im Deichbau in Norddeutschland. Wasser und Boden, H. 8, 1977.

Führböter, A.: Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Mitt. des Franzius-Inst. der TH Hannover, H. 19, 1961.

Gibert, R.: Transport Hydraulique. Refoulement des Mixtures en Conduites: Annales des Ponts et Chaussées, 1960.

VAN GINDEREN, P.: Gespülte Straßendämme, Trassenspülung, Stabilität und Oberflächenverfestigung unter besonderer Berücksichtigung der Kornentmischung. Straße und Autobahn, H. 2, 1968.

HUSTON, J.: Hydraulic Dredging. Cambridge, Maryland. Cornell Maritime Press Inc., 1970.

KAZANSKIJ, I.: Zur Turbulenzstruktur von Feststoff-Wasserströmungen in Rohrleitungen. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 37, 1972.

KAZANSKIJ, I.: Berechnungsverfahren für die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Eigenverlag des Franzius-Inst. der TU Hannover, 1972.

LÖWENBERG, H.: Einbau und Verdichtung und Verdichtungsprüfung von Sand beim Spülverfahren im Straßenbau. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 23, 1963.

LÖWENBERG, H.: Austauschverfahren von Bodenmassen bei nichttragfähigem Untergrund. Straße und Autobahn, H. 11, 1974.

SALZMANN, H.: Hydraulische bodentechnische Vorgänge beim Grundsaugen. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 31, 1968.

WASSER- UND SCHIFFAHRTSDIREKTION NORD, KIEL: Meßprogramm Eiderdamm. Bericht Nr. 10, Dammbau.

Zu Abschnitt 3: Natursteine

DIN 52 100: Auswahl und Bewertung von Natursteinen

DIN 52 101: Probenahme

DIN 52 102: Bestimmung der Dichte

DIN 52 103: Bestimmung der Wasseraufnahme

DIN 52 104: Frostbeständigkeit

DIN 52 105: Druckversuch

DIN 52 106: Beurteilungsgrundlagen für die Verwitterungsbeständigkeit

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE: Frostversuch nach dem Luftfrostverfahren.

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE: Merkblatt über Verwendung von Natursteinen (Wasserbausteinen) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Fassung August 1971.

BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU, KARLSRUHE: Prüfrichtlinien zum Merkblatt über Verwendung von Natursteinen (Wasserbausteinen) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Fassung August 1971.

BUNDESMIN. F. VERKEHR: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine; Ausgabe 1976.

KEIL, K.: Zur Frage der Frostbeständigkeit von Felsgesteinen. Die Natursteinindustrie, H. 1 und 2, 1970.

Zu Abschnitt 4: Künstliche Steine

DIN 4301: Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke für den Straßenbau; Ausgabe März 1962. (Für Steine aus Hochofen- und Metallhüttenschlacke sind die Vorschriften für Natursteine sinngemäß anzuwenden.)

Zu Abschnitt 5: Beton

DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung; Ausgabe Dezember 1978

DIN 1048: Prüfverfahren für Beton; Ausgabe Dezember 1978

DIN 1084: Güteüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau; Ausgabe Dezember 1978

DIN 1164: Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement; Ausgabe November 1978

DIN 4026: Rammpfähle; Herstellung und zulässige Belastung – Richtlinien; Ausgabe Juli 1968

DIN 4030: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Ausgabe November 1969

DIN 4226: Zuschlag für Beton; Ausgabe Dezember 1971

DIN 19 657: Sicherungen an Gewässern, Deichen und Küstendünen – Richtlinien

DIN 18 551: Spritzbeton

DIN 18 501: Pflastersteine; Ausgabe September 1964

DIN 51 043: Traß; Anforderungen, Prüfung; Ausgabe Januar 1972

O. V.: Vorläufige Richtlinien des DAfSt für vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton; Ausgabe Februar 1974.

O. V.: Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 38, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1971.

O. V.: Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Forschungsinstitut der Zementindustrie. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1978.

O. V.: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", EAU 1975. Herausgegeben von der DGEG, 5. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München, 1976.

Bayer, E.: 50-t-Tetrapoden für den Küstenschutz. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Jg. 41, H. 6, 1975.

Bayer, E.: Seebauwerke aus Beton. Beton, Jg. 27, H. 1, 1977.

Brösskamp, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Herausgeber Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.

Brux, G.: Das Colcrete-Verfahren und seine Anwendungsgebiete. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1961.

Eisenmann, O.: Massenbeton höherer Festigkeitsklassen. Montanzement, H. 4, 1975.

Hallauer, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton, Jg. 27, H. 8, 1977.

Lamprecht, H.-O.: Verwendung von Tetrapoden. Beton, Jg. 12, H. 3, 1962.

Locher, F. W.: Untersuchung des Betons von Uferschutzbauten auf Helgoland. Betontechn. Ber., Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1968.

Rechenberg, W.: Verhinderung und Beseitigung von Algen- und anderem Bewuchs auf Beton. Betontechn. Ber., Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1972.

Schröder, H. Th.: Beton als Baustoff im Wasserbau. Wasser und Boden, Jg. 27, H. 10, 1975.

Schubenz, D.: Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Wasser und Boden, Jg. 24, 1972.

Vinkeloe, J. W.: Wasserundurchlässiger Beton – wasserundurchlässige Bauteile. Montanzement, H. 2, 1975.

Walz, K.: Dammbau und Böschungsverkleidung mit Boden-Zement-Verfestigung. Betontechn. Ber., Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1973.

Zu Abschnitt 6: Asphalt

DIN 1995: Bituminöse Bindemittel für den Straßenbau

DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete

DIN 52 001 bis 520 050: Prüfung bituminöser Bindemittel

O. V.: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau (EAAW 77). Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Arbeitskreis 8b „Asphaltbauweisen", Essen, 3. Ausgabe 1977.

Vorläufiger Bericht 1961 der Arbeitsgruppe. Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen. Autorisierte Übersetzung des holländischen Originals von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau.

v. Asbeck, W. F.: Bitumen im Wasserbau, Bd. 2. Übersetzt und bearbeitet von Schönian, E. (42 Lit.); Verlagsanstalt Hüthing & Dreyer, Mainz und Heidelberg, 1968.

Brösskampf, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis (zahlreiche Lit.). Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.

Kerkhoven, R. E. O.: Die Weiterentwicklung des Baustoffes Asphalt im holländischen Wasserbau. Bitumen, Jg. 29, H. 1, 1967.

Kramer, J. u. Janssen, Th.: Deichbau an der ostfriesischen Küste unter Anwendung von Asphaltbauweisen. Bitumen, Jg. 38, H. 3, 1976.

Röhnisch, A.: Schrifttum Asphalt im Wasserbau (832 Lit.) 71; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 1960.

Schönian, E.: Asphaltdeckwerke für den Bau des Eiderdammes. Bitumen, Jg. 34, H. 4, 1972.

Schönian, E.: Neue Bauweisen im holländischen Seewasserbau. Bitumen, Jg. 38, H. 1, 1976.

Zitscher, F. F.: Möglichkeiten und Grenzen in der konstruktiven Anwendung von Asphaltbauweisen bei Küstenschutzwerken (622 Lit.). Mitt- des Franzius-Inst. TH Hannover, H. 12, 1957.

Zitscher, F. F.: Neue Erkenntnisse im Asphaltwasserbau. Bitumen, Jg. 26, H. 7, 1964.

Zitscher, F. F.: Erfahrungen mit Asphaltbauweisen bei Seedeichverkürzungen in Deutschland und Holland. Bitumen, Jg. 31, H. 4, 1949.

Zu Abschnitt 7: Kunststoffe

Materialprüfnormen für Kunststoffe, Kautschuk und Gummi. Deutscher Normenausschuß, Taschenbuch 18, 1966.

Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau. Arbeitskreis 14 „Kunststoffe im Erd- und Wasserbau" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Die Bautechnik 52, H. 12, 1975.

FRANKE, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Der Bauingenieur 47, H. 1, 1972.

HARTMANN, B.: Der Grevelingendamm. Tiefbau 7, H. 10, 1965.

LIST, H.-J.: Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau. Mitt. der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 35, 1973.

PETERSEN, P.: Der Speicherkoog Dithmarschen Süd. Bau eines Seedeiches im Watt aus schluffigem Feinsand. Die Wasserwirtschaft, 10, 1971.

RAGUTZKI, G.: Einige Versuchsergebnisse über Filtereigenschaften von Kunststoffgeweben und deren Verwendung im Lahnungsbau. Forschungsstelle Norderney. Jahresbericht 1969, Bd. XXI, 1971.

RAGUTZKI, G.: Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Forschungsstelle Norderney. Jahresbericht 1973, Bd. XXV, 1974.

SCHULZ, U.: Die Konstruktion und Berechnung von Membrantragwerken. Die Bautechnik, H. 7, 1977.

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM DEN VOORST, NIEDERLANDE: Onderzoek naar de waterloopkundige karakteristieken van Kunststofweefsels (unveröff. Übersetzung).

ZITSCHER, F. F.: Kunststoffe für den Wasserbau. H. 125 der Schriftenreihe Bauingenieur-Praxis, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1971.

Zu Abschnitt 8: Holz

DIN 1052, Teil 1: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung; Oktober 1969

DIN 4026: Rammpfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; August 1975

DIN 4074, Teil 1: Gütebedingungen für Bauschnittholz (Nadelholz); Dezember 1958

DIN 4074, Teil 2: Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz)

DIN 4076, Teil 1: Benennung und Kurzzeichen auf dem Holzgebiet, Holzarten; April 1970

DIN 19 657: Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen; Richtlinien, September 1973

DIN 68 800: Holzschutz im Hochbau; Mai 1974

O. V.: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" EAU 1975 der HTG, Ausbildung und Einbringen von Holzspundwänden (E 22). Berlin, München, Düsseldorf, 1971.

BAVENDAMM, W.: Welche Tropenhölzer sind gegen Meerwasserschädlinge resistent und können für den marinen Wasserbau empfohlen werden? Holz-Zentralblatt Nr. 12, Stuttgart, 1959.

BAVENDAMM, W. u. ROCH, W.: Untersuchungen über die natürliche Resistenz von Tropenhölzern gegen Meerwasserschädlinge. Holz als Roh- und Werkstoff, H. 3, 1970.

BURGT, C.: Tropisches Hartholz im Wasserbau. Amsterdam, 1960.

COTTON, K. E.: The Use of Timber in the Construction of Sea Defence and River Works. The Dock and Harbour Authority, No. 430 and 431, 1956.

HAHN, A.: Die Bekämpfung der Bohrmuschel. Die Küste, Jg. 5, 1956.

KOYEMANN, H. E. u. BELLMANN, H.: Die Verwendung von imprägnierten Hölzern im Wasserbau. Schiff und Hafen, H. 9, 1954.

KREMER, R.: Bongossi – ein bewährtes Bauholz mit vielen Verwendungsmöglichkeiten. Wasser und Boden, H. 8, 1972.

KRUG, H. A.: Überseeische Harthölzer im Wasserbau. Schiff und Hafen, H. 3, 1959.

KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE „BEKÄMPFUNG DER BOHRMUSCHEL": Zusammenstellung der tropischen Hölzer, die gegen marine Schädlinge (Bohrmuschel, Bohrassel) widerstandsfähig sind (unveröff.). 1961.

MOMBÄCHER, R.: Die Verwendung von Holz im marinen Wasserbau. Holz-Zentralblatt Nr. 9, Stuttgart, 1965.

SANDERMANN, W. u. LANGE, W.: Studien über Wasserbauhölzer. Holzforschung, H. 5, Berlin, 1967.

Schönbeck, D. C.: Der Baustoff Holz im Wasserbau. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswasserbau, TU Hannover (unveröff.), 1976.

Wendeborn, W.: Untersuchungen an Wasserbauhölzern und ihren Werkstoffen gegenüber Meeresschädlingen. Dissertation, Universität Hamburg, 1967.

Zu Abschnitt 9: Stahl

DIN 4100: Geschweißte Stahlbauten mit vorwiegend ruhender Belastung, Berechnung und bauliche Durchbildung

DIN 1199: Drahtgeflecht mit viereckigen Maschen

DIN 1200: Drahtgeflecht mit sechseckigen Maschen

DIN 1548: Zinküberzüge auf runden Stahldrähten

DIN 17 100: Allgemeine Baustähle

O. V.: Wetterfeste Baustähle – Richtlinien für die Lieferung, Verarbeitung und Anwendung. Stahl-Eisen-Werkstoffblatt 087-70.

O. V.: Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen. Fassung 1967.

O. V.: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", EAU 1975, 5. Auflage; u. a.:

E 20 Zulässige Spannungen bei Spundwandbauwerken
E 23 Sandschliffgefahr bei Spundwänden
E 35 Korrosion bei Stahlspundwänden und Gegenmaßnahmen
E 67 Güte der Stähle von Stahlspundbohlen
E 97 Toleranzen der Schloßabmessungen bei Stahlspundbohlen
E 98 Übernahmebedingungen für Stahlspundbohlen und Stahlpfähle auf der Baustelle
E 99 Ausbildung geschweißter Stöße an Stahlspundbohlen und Stahlrammpfählen
E 107 Böschungen in Seehäfen
E 117 Wasserdichtigkeit von Stahlspundwänden

Bauwerke

O. V.: Spundwand-Handbuch, Berechnung. Dortmund Hoesch Hüttenwerke AG.

O. V.: Spundwand-Handbuch. Bauwerke. Dortmund Hoesch Hüttenwerke AG.

Agatz, A. et al.: Bau der Stromkaje für das Containerkreuz in Bremerhaven. Die Bautechnik: H. 3 u. H. 5, 1972, H. 2 u. H. 3, 1974, H. 5 bis H. 7, 1975, H. 6 bis H. 10, 1976.

Beyer, H. A.: Großdock 8a – HDW Kiel. Die Tiefbau-Berufsgenossenschaft, H. 11, 1976.

Brackemann, F.: Erfahrungen über Ausbildung und Einsatz von wellenförmigen Spundwänden mit großer Profilhöhe bei Kaimauern in deutschen Seehäfen. Baumaschine und Bautechnik, 1971.

Pensing, K.: Schwere wellenförmige Stahlspundwände im Hafenbau. Das Baugewerbe H. 18, 1973.

Korrosion

Ausschuss für Korrosionsfragen der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. Hamburg: Korrosionsschutz von Stahlspundwänden. Deutsche Übersetzung der Mitteilung Nr. 5 des Havnekorrosionsudvalget (ATV), Glostrup/Dänemark, Dezember 1974.

Grimme, D., v. Oeteren, K. A., Pötzschke, M. u. Schwenk, W.: Korrosion und Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe im Hoch- und Ingenieurbau. 2. Korrosionum, 1976, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf.

Hein, W., Ladeburg, H., Mennenöh, S. u. Schröder, H. Th.: Untersuchungen über das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl in Hafenwässern des deutschen Küstengebietes (Nord- und Ostsee). HTG-Jahrbuch 1975.

Illiger, J.: Korrosionsuntersuchungen an Stahlspundwänden des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals. Die Bautechnik, H. 6, 1956.

WOLLIN, G.: Messung von Wanddicken an Spundbohlen mit Ultraschall. Schiff und Hafen, H. 9, 1968.

STÜDEMANN, G.: Korrosion an Stahlspundwänden. Sonderheft Korrosionstagung 1960, Schiff und Hafen.

STÜDEMANN, G.: Korrosionsschutzmaßnahmen bei Stahlspundwänden im Wasserbau. Die Bautechnik, H. 10, 1966.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen D:

Strandauffüllungen als Küstenschutz

Inhalt

1. Einführung . . . 152
1.1 Allgemeines . . . 152
1.2 Anwendungsbereiche . . . 152
1.2.1 Regeneration von Erosionsstränden . . . 152
1.2.2 Anlage neuer Strände als Schutzwerke oder Erholungsgebiete . . . 153
1.2.3 Kontinuierliche Fördersysteme zur Beeinflussung des Litoraltransportes . . . 153
2. Voruntersuchungen . . . 154
2.1 Allgemeines . . . 154
2.2 Untersuchung der hydrodynamischen Vorgänge . . . 154
2.3 Ermittlung der Erosionsmengen . . . 154
2.4 Strandprofil und Strandmaterial . . . 155
2.5 Erkundung von Gewinnungsgebieten . . . 155
2.6 Ökologische Randbedingungen . . . 156
3. Planung und Durchführung von Strandauffüllungen . . . 156
3.1 Materialeigenschaften und Strandprofil . . . 156
3.1.1 Beziehung zwischen Strandneigung und Korngröße . . . 156
3.1.2 Beziehung zwischen Spülfeldneigung und Korngröße . . . 157
3.1.3 Kriterien für die Auswahl des Eingabematerials . . . 157
3.2 Verfahren zur Materialeingabe . . . 158
3.2.1 Allgemeines . . . 158
3.2.2 Eingabe im Vorstrandbereich . . . 158
3.2.3 Flächenhafte Eingabe am Strand . . . 159
3.2.3.1 Flächenhafte Strandaufspülung . . . 159
3.2.3.2 Flächenhafte Strandaufschüttung . . . 161
3.2.3.3 Profilausbildung . . . 161
3.2.4 Eingabe als Depot . . . 162
3.2.5 Kontinuierliche Eingabe . . . 164
3.3 Geräte . . . 164
3.3.1 Allgemeines . . . 164
3.3.2 Stationäre Naßbagger . . . 165
3.3.3 Laderaumsaugbagger . . . 165
3.3.4 Ortsfeste Schürfkübelanlagen . . . 166
3.3.5 Kombinierte Systeme . . . 166
3.4 Sonstige Hinweise für Entwurf und Durchführung von Strandauffüllungsmaßnahmen . . . 167
3.4.1 Ausführungszeiten und -fristen . . . 167
3.4.2 Berücksichtigung von Materialverlusten . . . 167
3.4.3 Leistungsnachweis (Aufmaß) . . . 168
3.4.4 Vorschriften und Sicherheitsvorkehrungen . . . 168
3.4.5 Maßnahmen gegen Sandverwehungen . . . 169
3.5 Buhnen zur Sicherung oder Ergänzung von Strandauffüllungen . . . 169
4. Erfolgskontrolle . . . 169
4.1 Allgemeines . . . 169
4.2 Materialbilanz . . . 170
4.3 Sonstige hydrologische Untersuchungen . . . 171
4.4 Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen . . . 171
5. Anhang – Ausführungsbeispiele . . . 172
6. Schriftenverzeichnis . . . 175

Die Küste, 36 (1981), 1-320

1. Einführung

1.1 Allgemeines

Als Strandauffüllung bezeichnet man die Aufhöhung und/oder Verbreiterung eines natürlichen Strandes mit gleichartigem Strandmaterial. Sie ersetzt Erosionsverluste und/oder dient dem vorbeugenden Ausgleich einer negativen Sandbilanz bzw. der Verbesserung der Schutzwirkung des Strandes.

Es ist begrifflich zu unterscheiden zwischen

- Strandaufspülung: Strandauffüllung mit hydraulischer Materialförderung und
- Strandaufschüttung: trockener Materialeinbau.

1.2 Anwendungsbereiche

1.2.1 Regeneration von Erosionsstränden

Strände mit negativer Materialbilanz, die in der Regel durch die naturgegebenen hydrodynamischen, topographischen und geologischen Verhältnisse bedingt ist, häufig aber auch als Folge baulicher Eingriffe im Küstenbereich auftritt, sind wegen des ständigen Materialverlustes schmal und niedrig und können dadurch ihre Funktion, die im anlaufenden Seegang enthaltene Energie umzuformen, nicht mehr ausreichend erfüllen (Abb. 1). Die Folgen sind

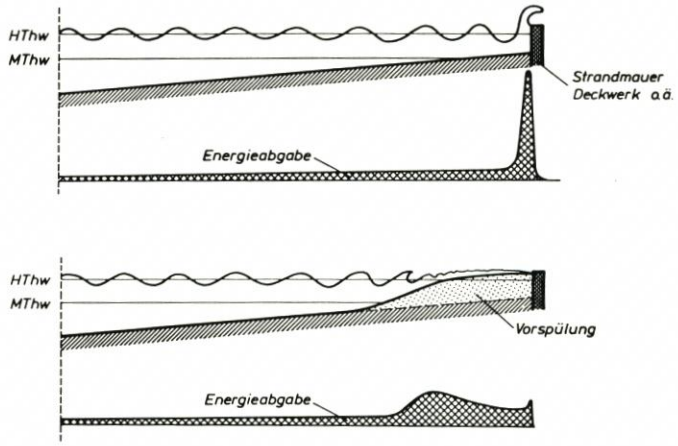


Abb. 1. Einwirkung einer Vorspülung auf die Energieabgabe der Brandung

Küstenabbrüche und damit Landverluste sowie die Gefährdung oder der Verlust wertvoller Bauwerke bzw. anderer Anlagen. Strandauffüllungen können den Materialverlust ausgleichen und durch Verbreiterung und/oder Erhöhung des Strandes seine Schutzfunktion verbessern oder wiederherstellen.

Erfolgreich angewendet werden können sie an Stränden, an denen infolge besonderer küstenmorphologischer Prozesse die Erosionen periodisch auftreten. Dies ist z. B. der Fall an

Die Küste, 36 (1981), 1-320

den West- und Ostfriesischen Inseln im Bereich der Riffbögen. Hier kommt es zwischen den aufeinanderfolgenden Platenanlandungen zu zeitlich begrenzten Strand- bzw. Dünenabbrüchen, wobei eine Periodizität von 5 bis 20 Jahren beobachtet worden ist. Die Überbrückung solcher „Sandmangelzeiten" durch Strandauffüllungsmaßnahmen kann wirtschaftlicher sein als der Bau von Schutzwerken.

Verglichen mit festen Bauwerken zum Schutz von Abbruchküsten, wie z. B. Deckwerke, Buhnen oder Wellenbrecher, weist eine Strandauffüllung zwei besondere Vorzüge auf:

- Sie erhält – im Gegensatz zu starren Bauwerken – die Anpassungsfähigkeit des Strandes an die veränderlichen angreifenden Kräfte.
- Sie ist naturhaft und erhält oder verbessert das von den Wasser- und Windkräften geformte Landschaftsbild.

Der Nachteil gegenüber festen Küstenschutzbauwerken ist die nur zeitlich begrenzte Wirkung. Strandauffüllungen müssen, da sie die naturgegebenen Erosionsprozesse in der Regel nicht aufhalten können, von Zeit zu Zeit wiederholt werden, wobei sich die Abstände aus der natürlichen Erosionsrate und der Auffüllmenge ergeben.

1.2.2 Anlage neuer Strände als Schutzwerke oder Erholungsgebiete

Strandauffüllungen eignen sich auch dazu, neue Strände zu schaffen. Anwendungen ergeben sich z. B.

- zur zusätzlichen Sicherung von Uferschutzwerken oder sonstigen erosionsbedrohten Bauwerken in der Uferzone,
- als Schutz und Begrenzung von Vorlandflächen,
- zur Schaffung von Bade- und Erholungsgebieten an Küstenabschnitten, an denen wegen der morphologischen oder geologischen Verhältnisse natürliche Strände fehlen oder verbesserungsbedürftig sind.

1.2.3 Kontinuierliche Fördersysteme zur Beeinflussung des Litoraltransportes

An Brandungsstränden werden in der Regel große Materialmengen im küstenparallelen Transport bewegt, unabhängig davon, ob Erosion oder Sedimentation vorherrschen oder ob sie sich im Gleichgewicht befinden. Küstennormal orientierte Einbauten, wie z. B. Molen bei Hafeneinfahrten oder Flußmündungen, unterbrechen den Küstenlängstransport mit der Folge, daß sich bei einer zumeist vorhandenen dominierenden Transportrichtung auf der Luvseite des Bauwerkes Sediment ablagert, während auf der Leeseite Erosion einsetzt (Lee-Erosion). Sowohl die Materialablagerungen, die z. B. bei weiterem Fortschreiten zur Versandung einer durch eine Mole geschützten Hafeneinfahrt führen können, als auch die Erosionen auf der Leeseite sind von Nachteil. Sie können durch ein künstliches Fördersystem vermieden werden, welches den unterbrochenen Litoraltransport im Bauwerksbereich wiederherstellt. Es erfordert eine kontinuierliche Entnahme im Sedimentationsgebiet auf der Luvseite und eine Eingabe dieses Materials in der Erosionszone auf der Leeseite.

2. Voruntersuchungen

2.1 Allgemeines

Die Planung einer Strandauffüllung setzt gründliche Kenntnisse über das natürliche Geschehen an dem betroffenen Küstenabschnitt voraus. Der geologische Aufbau, das Küstenrelief und die wirksamen Kräfte in ihren Wechselwirkungen wie räumlichen und zeitlichen Schwankungen müssen ausreichend bekannt sein, wenn Wirtschaftlichkeit und Erfolg des Projektes gesichert werden sollen. Soweit solche Kenntnisse fehlen, haben Quellenstudien und örtliche Untersuchungen vorherzugehen.

2.2 Untersuchung der hydrodynamischen Vorgänge

Folgende Daten sind mittels geeigneter Meß- oder Beobachtungsverfahren zu sammeln und auf ihren küstenmorphologischen Einfluß zu analysieren:

- Wellenhöhen, Wellenperioden und Wellenrichtungen in Abhängkeit von den Wind- und Wasserstandsverhältnissen. Soweit die Felduntersuchungen hierzu keine ausreichenden Daten liefern, können zur Ergänzung nach empirischen oder theoretischen Verfahren Wellenhöhen und Wellenperioden ermittelt und Beugungsdiagramme entworfen werden.
- Auswertung einer möglichst langjährigen Windstatistik zur Ermittlung der vorherrschenden Richtung und der Häufigkeit der für die Küstenerosion im allgemeinen maßgebenden Starkwinde und Stürme.
- Beobachtungen über die Lage der Brecherzone, Brecherformen und – wenn möglich – Richtung und Intensität küstenparalleler Brandungsströmungen.
- Untersuchung der Tideströmungen im weiteren Küstenvorfeld.
- Ermittlung der maßgebenden Wasserstände (z. B. nach den Gewässerkundlichen Jahrbüchern).

Die genannten Daten sind im Zusammenhang zu analysieren, um die Ursache der örtlichen Küstenabbrüche und die vorherrschende Richtung der Verfrachtung des erodierten Materiales festzustellen.

2.3 Ermittlung der Erosionsmengen

Besonders wichtig im Rahmen der Voruntersuchungen ist eine möglichst zuverlässige Erfassung der Erosionsrate, weil sich daraus die erforderlichen Auffüllmengen und die voraussichtlichen Auffüllintervalle ermitteln lassen. Zur Feststellung des durchschnittlichen Materialverlustes sind kurzfristige Beobachtungen ungeeignet, denn der langfristige Trend ist im allgemeinen von starken, kurzzeitigen, vor allem jahreszeitlichen Schwankungen überlagert. Zuverlässige Daten sind im allgemeinen durch Vergleich älterer Karten oder Auswertung sonstiger Archivalien zu gewinnen.

Die Auswertung älterer Unterlagen liefert einen langjährigen Durchschnitt der Materialbilanz und damit eine Basis für die Wirtschaftlichkeitsberechnung der geplanten Maßnahme. Darüber hinaus ist es aber auch wünschenswert, die Variationsbreite zu kennen, insbesondere die kurzfristigen maximalen Erosionsmengen bei Sturmfluten. Hierfür können die Profilmessungen (s. Abschn. 2.4), häufig aber auch wiederum Archivalien Hinweise geben.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2.4 Strandprofil und Strandmaterial

Das Strandrelief ist durch küstennormale Profilaufnahmen zu erfassen, welche von einer sicher vermarkten, trigonometrisch eingemessenen Standlinie ausgehen. Die Sicherung der Standlinie ist wichtig für Wiederholungsaufnahmen. Die Profile sollten unter Anpassung an die vorhandenen Küstenkonfiguration Abstände von 50 bis 100 m (keinesfalls mehr als 200 m) haben und landseitig weit genug reichen, um auch weitere rückschreitende Erosionen zu erfassen. Die seeseitige Profilgrenze kann nicht einheitlich angegeben werden und richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Soweit Brandungsriffe vorhanden sind, sollten die Profile bis über die Riffzone hinaus aufgenommen werden. Die topographische Strandaufnahme sollte sich außerdem nicht nur auf den engeren Bereich der geplanten Auffüllung beschränken, sondern soweit ausgedehnt werden, daß die späteren Materialumlagerungen ausreichend verfolgt werden können.

Wenn es die örtlichen Verhältnisse zulassen, sind auch außerhalb des Bereiches der Auffüllung und der zu erwartenden Materialausbreitung ein oder mehrere „Referenzprofile" einzurichten, an denen die „unbeeinflußte" Strandentwicklung kontrolliert werden kann.

Soweit der Küstenabschnitt nicht bereits geologisch ausreichend untersucht ist, sind Erkundungsbohrungen (DIN 4021) durchzuführen, welche Aufschlüsse über den Aufbau des Untergrundes in den Grenzen seiner aktuellen hydrodynamisch-morphologischen Beeinflussung liefern. Darüber hinaus ist die Kornzusammensetzung der Oberflächensedimente festzustellen. In einem ausreichend dichten Netz von Entnahmepunkten, das sich zweckmäßigerweise an die Profile der topographischen Aufnahme anlehnt, sind Bodenproben der oberen Sedimentschicht (10 bis 20 cm) zu entnehmen und kornanalytisch (DIN 18 123) zu bestimmen.

Aufnahmen der Strandprofile und der Kornverteilung sind – wenn möglich – in der Gesamtfläche oder zumindest in ausgewählten Abschnitten während der Untersuchungszeit mehrfach zu wiederholen, um kurzzeitige Schwankungen zu erfassen, insbesondere nach langanhaltendem Schönwetter und nach Sturmfluten.

2.5 Erkundung von Gewinnungsgebieten

Die Wirtschaftlichkeit einer Strandauffüllung hängt entscheidend von der Verfügbarkeit geeigneten Materials ab. Lagerstätten sind daher bereits in einem frühen Stadium der Voruntersuchungen zu erkunden.

Unabhängig von der erst später zu treffenden Entscheidung über das Einbauverfahren sollten Verbreitung, Mächtigkeit und Überdeckung des für die Auffüllung gewünschten oder geeigneten Bodenmaterials (s. Abschn. 3.1.3) in der weiteren Umgebung des betreffenden Küstenabschnittes kartiert werden. Die Karte sollte sowohl einen Bereich des rückwärtigen Landes als auch des angrenzenden Meeres-, Fluß- oder Wattgebietes einschließen.

Grundlage dieser „Lagerstättenstudie" bilden wiederum geologische Bohrungen oder Kartierungen. Soweit sie unvollständig sind oder fehlen, sind zusätzliche Erkundungsbohrungen erforderlich. Bei der Planung eines ergänzenden Bohrprogramms müssen möglicherweise schon Entscheidungen über das zu wählende Gewinnungs-, Transport- und Eingabeverfahren getroffen werden, um die zu erkundenden Gebiete räumlich einzuschränken. In diesem Zusammenhang sind die folgenden Abschnitte zu berücksichtigen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

2.6 Ökologische Randbedingungen

Die pflanzlichen und tierischen Lebensgemeinschaften und ihre Lebensgrundlage (Biotop) sollten durch Maßnahmen der Strandauffüllung so wenig wie möglich gestört oder geschädigt werden. Schutzbedürftig sind besonders:
- Vogelbrutgebiete, Rastplätze, Mauserplätze usw.,
- Meeresbodengebiete mit reicher oder seltener Fauna,
- die natürliche Vegetation von Dünen und anderen Küstenformationen.

Der Strandabschnitt, dessen Auffüllung vorbereitet wird, und die in Aussicht genommenen Gewinnungsgebiete sind unter diesen Gesichtspunkten zu überprüfen. Erforderlichenfalls sind einschlägige Fachinstitute zu befragen oder an der Planung zu beteiligen.

3. Planung und Durchführung von Strandauffüllungen

3.1 Materialeigenschaften und Strandprofil

3.1.1 Beziehung zwischen Strandneigung und Korngröße

Das Profil eines Brandungsstrandes wird durch die wirkenden hydrodynamischen Kräfte und die Eigenschaften des Strandmaterials geprägt. Weil die hydrodynamischen Wirkungen (Seegang, Wasserstände) sich ständig verändern, wird im allgemeinen ein Gleichgewichtszustand nicht erreicht, sondern der Strand formt sich in Anpassung an die wirkenden Kräfte um.

Die Strandneigung wächst mit dem mittleren Korndurchmesser des Sandes. Ein straffer Zusammenhang besteht jedoch nicht, so daß nur Größenordnungsangaben gemacht werden können (Tab. 1). Zu berücksichtigen sind besonders die Profilumformungen bei starkem Wellenangriff und höheren Wasserständen (Sturmfluten). Sie führen zur Abflachung des Strandprofils, wobei Material aus dem oberen Strandbereich – auch aus Dünen- und Klifferosion – abgetragen und im unteren Strandbereich oder am Vorstrand abgelagert wird. Unter Schönwetterbedingungen, d. h. bei normalen Wasserständen und vorwiegend brandenden flachen Dünungswellen, bilden die bei Sturmfluten abgeflachten Strände in der Regel wieder steilere Profile aus.

Diese für den Entwurf einer Strandauffüllung wichtigen Zusammenhänge sind möglichst an Hand der Ergebnisse der örtlichen Untersuchungen (s. Abschn. 2.4) abzuleiten oder zu überprüfen. Falls dafür keine ausreichenden Grundlagen zur Verfügung stehen, können die Daten der folgenden Tabelle verwendet werden:

Tabelle 1

Mittlere Neigung von Brandungsstränden (Tidebereich)

Mittlerer Korndurchmesser (mm)	Geringer Wellenangriff (Sommerprofil)	Starker Wellenangriff erhöhte Wasserstände (Sturmflutprofil)
0,2	1:50 bis 1:100	1:50 bis 1:100
0,3	1:25 bis 1: 50	1:45 bis 1: 55
0,4	1:15 bis 1: 25	1:40 bis 1: 45
0,5	1:10 bis 1: 15	1:35 bis 1: 40

(Oberhalb MThw kann die Neigung für diesen Korngrößenbereich etwa mit 1:30 bis 1:40 angenommen werden.)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Die Daten zeigen, daß mit Erosion im oberen Strandbereich gerechnet werden muß, wenn bei der Auffüllung die steileren „Sommerprofile" entstehen. Stellen sich hingegen gleich die flacheren „Sturmflutprofile" ein, so ist die Erosion zu Beginn geringer, und es kann sogar mit einer Erhöhung und/oder Verbreiterung des Strandes bei ruhigem Wetter gerechnet werden.

3.1.2 Beziehung zwischen Spülfeldneigung und Korngröße

Wenn für die Strandauffüllung hydraulische Fördersysteme gewählt werden, stellen sich im Spülfeld Neigungen ein, die im wesentlichen von der Kornverteilung und Gemischkonzentration des Spülgutes abhängen. Daneben sind Förderleistung und hydraulische Bedingungen am Rohrauslauf von Einfluß. Für einen Spülrohrdurchmesser von etwa 0,5 m kann als Anhalt von den Daten der Tabelle 2 ausgegangen werden.

Tabelle 2

Durchschnittliche Spülfeldneigung in Abhängigkeit von der Korngröße

Über Wasser:	Feinsand	1:100 und mehr
	Mittelsand	1: 50
	Grobsand	1: 25
	Kies	1: 6 bis 1:10
Unter Wasser:	Fein-/Mittels.	1: 5 bis 1: 8
(still)	Grobsand	1: 3 bis 1: 4
	Kies	1: 2
Unter Wasser:	Fein-/Mittels.	1: 10 bis 1:28
(bewegt bis	Grobsand	1: 4 bis 1:10
starker Sturm)	Kies	1: 3 bis 1: 6

Spülgutausläufe über Wasser ergeben bei gleichem Material sehr viel flachere Neigungen als die in Abschnitt 3.1.1 angegebenen natürlichen Strandneigungen. Beim Spülfeldauslauf unter Wasser sind sie steiler. Diese Zusammenhänge sind bei der Planung zu berücksichtigen. Die in der natürlichen Spülfeldneigung entstandenen Profile werden sich innerhalb verhältnismäßig kurzer Fristen entsprechend den Neigungen in Tabelle 1 umformen. Es ist daher anzustreben, bereits durch Wahl des Vorspülmaterials und durch zweckmäßige Steuerung der Spülfeldarbeiten Böschungsneigungen zu erreichen, die dem natürlichen Strandprofil möglichst nahe kommen.

3.1.3 Kriterien für die Auswahl des Eingabematerials

Für die Auswahl des zu verwendenden Materials sind folgende Kriterien maßgebend:

- Korngröße, Kornform und Kornverteilung des vorhandenen Strandmaterials,
- die angestrebte Neigung des neuen Strandprofils,
- die Verfügbarkeit von Material in ausreichender Menge und in günstig gelegenen Lagerstätten,
- die Wirtschaftlichkeit der Gewinnung und des Transportes.

Je nach der Zielsetzung der geplanten Auffüllung und den besonderen örtlichen Verhältnissen sind unter Beachtung dieser Kriterien Entscheidungen nach Optimierungsprinzipien zu treffen. Hierbei gilt folgendes allgemein:

- Stark schluffhaltige Sande sind für Strandauffüllungen an Brandungsküsten ungeeignet, da sie hohe Spülverluste aufweisen und sehr flache Strandprofile ergeben.
- Mittelsandhaltige Feinsande eignen sich zwar hervorragend für hydraulische Förderung und Transport, ergeben jedoch ebenfalls noch ein flaches und damit im allgemeinen ungünstiges Strandprofil.
- Körnungen im Bereich der Mittelsandfraktion sind für Auffüllungen gut geeignet. (Es handelt sich hierbei außerdem um ein Material, das in den pleistozänen Ablagerungen des deutschen Küstengebietes verbreitet in großen Mengen zur Verfügung steht.)
- Grobsande und Kiese können nur in besonderen Fällen für Strandauffüllungen verwendet werden. Sie bilden ein verhältnismäßig steiles Strandprofil aus, stehen an den deutschen Küsten nur begrenzt in natürlichen Lagerstätten zur Verfügung und eignen sich auch weniger gut für die Förderung in Rohrleitungen.
- Das für die Auffüllung verwendete Material sollte, soweit keine anderen Kriterien maßgebend sind, geringfügig grobkörniger sein als das vorhandene Strandmaterial; es sollte aber nicht allzusehr vom natürlichen Kornaufbau des betreffenden Küstenabschnittes abweichen.

3.2 Verfahren zur Materialeingabe

3.2.1 Allgemeines

Eine wichtige Entscheidung bei der Planung einer Strandauffüllung ist die Wahl des Verfahrens. Sie ist im wesentlichen nach den örtlichen Verhältnissen, den Ergebnissen der in Abschnitt 2 genannten Voruntersuchungen, dem verfügbaren Material und der Lage des Gewinnungsgebietes zu treffen. Ferner ist das nach der Örtlichkeit und anderen Kriterien zu wählende Gerätesystem von Bedeutung, das im nächsten Abschnitt behandelt wird.

3.2.2 Eingabe im Vorstrandbereich

Eine Materialeingabe im Vorstrandbereich kommt beim Einsatz von Laderaumsaugbaggern (Hopper) in Betracht. Diese können ihre Ladungen – je nach Schiffstyp – nur in Wassertiefen ab 6 bis 8 m verklappen.

Bei Verklappungen im Vorstrandbereich (vor dem Strandriff) wird ein unmittelbarer Effekt der Verbesserung oder Wiederherstellung der Strandfunktion gemäß Abschnitt 1.2.1 im allgemeinen nicht erzielt. Diese kann nur mittelbar durch eine Verfrachtung des Materials (zumindest eines Teils) in Richtung auf den Strand durch die seegangsbedingten Orbitalströmungen erreicht werden. Versuche im Ausland haben gezeigt, daß Maßnahmen dieser Art zumeist wirkungslos waren oder doch nur einen geringen Erfolg hatten.

Materialeingaben im Vorstrandbereich durch Verklappung sind nur zu empfehlen, wenn

- nach den Ergebnissen der Voruntersuchungen auf Grund der vorhandenen Litoraldynamik eine Materialverfrachtung in Richtung auf die Küste bzw. das Strandriff erwartet werden kann und
- der Einsatz von Hopperbaggern besonders wirtschaftlich ist, z. B. weil in nahegelegenen

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Küstengebieten bei Ausbau- oder Unterhaltungsbaggerungen geeignetes Material praktisch kostenlos zur Verfügung steht oder wenn sich günstig Möglichkeiten für ein kombiniertes System ergeben (s. Abschn. 3.3.5).

3.2.3 Flächenhafte Eingabe am Strand

3.2.3.1 Flächenhafte Strandaufspülung

Wird mit hydraulischer Förderung gearbeitet, so ergibt sich die flächenhafte Materialverteilung unmittelbar durch den Ablauf des Spülwasserstromes. Durch geeignete Materialauswahl läßt sich unter Umständen erreichen, daß auf Spülfelddämme verzichtet werden kann, daß sich also die Spülfelderoberfläche in gewünschter Höhe mit einer küstennormalen, strandähnlichen Neigung einstellt (Abb. 2). Dieses Verfahren ist besonders wirtschaftlich und auch dann häufig noch zu empfehlen, wenn begrenzte Materialverluste in Kauf genommen werden müssen. Im Tidegebiet läßt sich die strandnormale Neigung durch Anpassung der Spülzeiten an die Tide beeinflussen. Je nachdem, ob über Wasser – bei Tnw – oder überwiegend unter Wasser – bei Thw – Material eingebracht wird, ergeben sich nach Tabelle 2 unterschiedliche Neigungen. Das optimale Verfahren kann jedoch kaum vorausberechnet

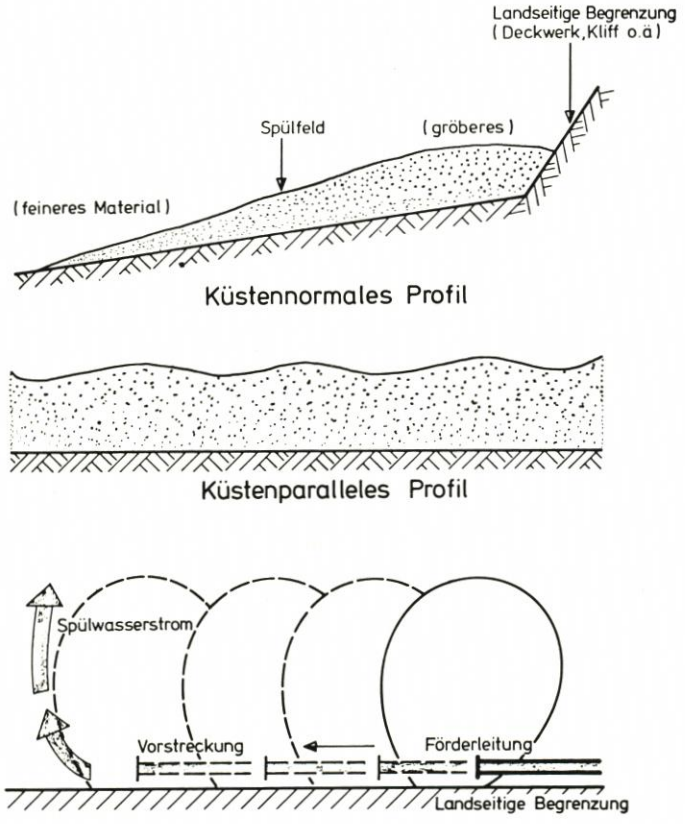


Abb. 2. Flächenhafte Strandaufspülung mit freiem Spülstromablauf (schematisch)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

werden, sondern ist aus den ersten Probespülungen zu ermitteln. Voraussetzung ist auf alle Fälle, daß in der Umgebung des Spülfeldes nur geringe Strömungen auftreten.

Wird feineres Material verwendet oder sind besondere örtliche Gegebenheiten zu berücksichtigen, so können auch Spülfelddämme erforderlich werden. Im allgemeinen wird man mit einem seeseitigen, strandparallelen Damm auskommen, der entsprechend dem Spülfeldvorbau vorgestreckt und bei Bedarf aufgehöht wird (Abb. 3). Er kann mit Planierraupen aus dem vorhandenen Strandmaterial aufgeschoben werden. Abdichtungsfolien sind möglichst nicht zu verwenden, da sie bei späteren Erosionen freigelegt, beschädigt und abgetrieben werden können. Falls auf Abdichtungen nicht verzichtet werden kann, sind sie nach Abschluß der Arbeiten zu entfernen.

Aufspülungen über Wasser führen in gewissem Umfang zu einer Kornsortierung, die jedoch im allgemeinen nicht nachteilig ist.

- Die freie Aufspülung (ohne Spüldämme) führt durch den vorwiegend küstennormalen Spülwasserablauf zu einer Konzentration der gröberen Sedimente auf der oberen Böschung, während sich feineres Material im unteren Böschungsbereich ablagert. Dies entspricht einer häufig vorhandenen natürlichen, brandungsbedingten Kornsortierung im Strandprofil.

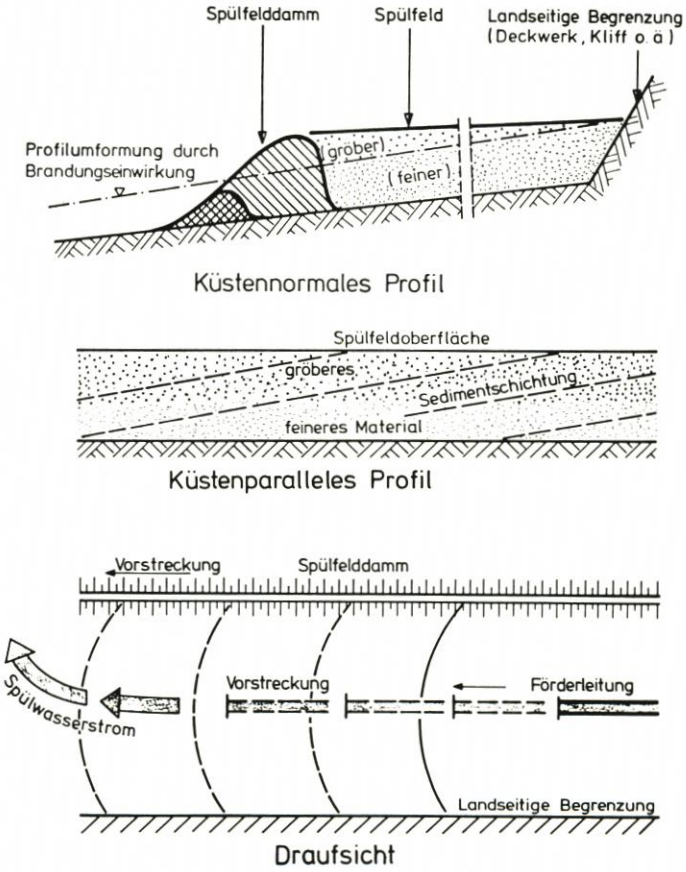


Abb. 3. Flächenhafte Strandaufspülung mit uferparallelem Spülfelddamm (schematisch)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

- Die Aufspülung mit küstenparallelem, seeseitigem Spüldamm unter ständiger Vorstreckung des Spülrohrauslaufs ergibt eine vertikale Sortierung der Art, daß feineres Material von gröberem überdeckt wird.

Zur Vermeidung starker und konzentrierter Spülwasserströme, die zu flacheren Spülfeldneigungen und zur Erzielung einer besseren, flächenhaften Materialverteilung führen, können im Endbereich der Förderleitung geschlitzte Rohre angebaut werden. Größe und Abstand der Schlitze sind im Versuch zu ermitteln.

3.2.3.2 Flächenhafte Strandaufschüttung

Wird der Strand im trockenen Materialeinbau aufgefüllt, so wird das Material mit Transportfahrzeugen (Lkw, Schürfkübelwagen o. a.) auf den Strand gefahren und entsprechend der gewünschten Schichtdicke partienweise abgeladen. Auf die Herstellung eines Planums (mit Raupen) kann unter Umständen verzichtet werden; das Material wird bei der Überflutung durch die Brandungsströmungen bzw. durch äolischen Sandtransport auch auf natürliche Weise verteilt. Nur wenn der künstliche Strand relativ hoch aufgeschüttet und als Erholungsgebiet genutzt wird, empfiehlt sich die Herstellung eines Planums. Auch dabei ist die spätere Profilentwicklung gemäß Tabelle 1 zu beachten.

3.2.3.3 Profilausbildung

Zur Ausführung einer flächenhaften Strandauffüllung müssen Sollprofile entworfen werden. Diese „Profilbemessung" hängt von zahlreichen, im wesentlichen durch die örtliche Situation gegebenen Faktoren ab. Allgemein können dazu folgende Hinweise gegeben werden:

- Für die Höhe der eingebrachten Auffüllung ist eine Optimierung unter Beachtung folgender Kriterien anzustreben:
  a) Je höher und breiter der Strand wird, desto besser ist seine Schutzwirkung bei hohen Sturmfluten.
  b) Die Materialverluste des oberen Strandbereiches nehmen mit zunehmender Strandhöhe nach Häufigkeit ab, bei den seltener auftretenden höheren Sturmfluten nach Umfang jedoch zu.
  c) Der Materialbedarf wächst überproportional (je nach Böschungsneigung) mit der Strandhöhe.
  d) Der äolische Sandtransport und damit die Gefahr von Sandverwehungen nehmen nach Häufigkeit und Intensität mit Strandhöhe und Strandbreite zu.
- Bei der Festlegung der Böschungsneigung sind die Ausführungen des vorigen Abschnitts zu beachten.
- Wenn in der Umgebung des Auffüllungsbereiches gesunde Strände mit ausreichender Schutzfunktion und vergleichbarer hydrodynamischer Beanspruchung vorhanden sind, sollten Höhen und Profilneigungen möglichst diesen nachgebildet werden.
- Wenn Strandauffüllungen vor festen Uferschutzwerken (Deckwerke, Strandmauern o. ä.) angeordnet werden, so ist die Strandhöhe auf deren Profilausbildung abzustimmen. Unstetigkeitsstellen im Übergangsbereich zwischen Strand und starren Bauwerken sollten vermieden werden, soweit das möglich ist.

3.2.4 Eingabe als Depot

Sie geht von dem Grundsatz aus, das Material konzentriert einzubringen und seine Verteilung den natürlichen Litoralprozessen zu überlassen und hat insbesondere wirtschaftliche Vorteile, da die zusätzlichen Arbeiten der Materialverteilung oder der Herstellung eines Planums entfallen.

Das Verfahren der konzentrierten Materialeingabe setzt eine besonders sorgfältige Untersuchung der maßgebenden hydrodynamischen und morphologischen Vorgänge voraus. Als Eingabestellen empfehlen sich die Strandabschnitte der maximalen Erosion, welche in der Regel Divergenzpunkte oder Unstetigkeitsstellen des küstenparallelen Brandungstransportes darstellen. Die vorherrschende Richtung des küstenparallelen Transportes muß zuverlässig bekannt sein, weil sich das eingebrachte Material hauptsächlich in dieser Richtung verteilen wird.

Die für die Versorgung eines längeren Strandabschnittes bemessenen Auffüllmengen bedingen ein Überangebot an Material an der Eingabestelle, welches zu einem höftartigen Strandvorbau führt. Durch den Effekt der Seegangsrefraktion treten im Bereich der konvex vorspringenden Strandlinie verstärkte Brandungsströmungen auf, die hier zur Erosion führen

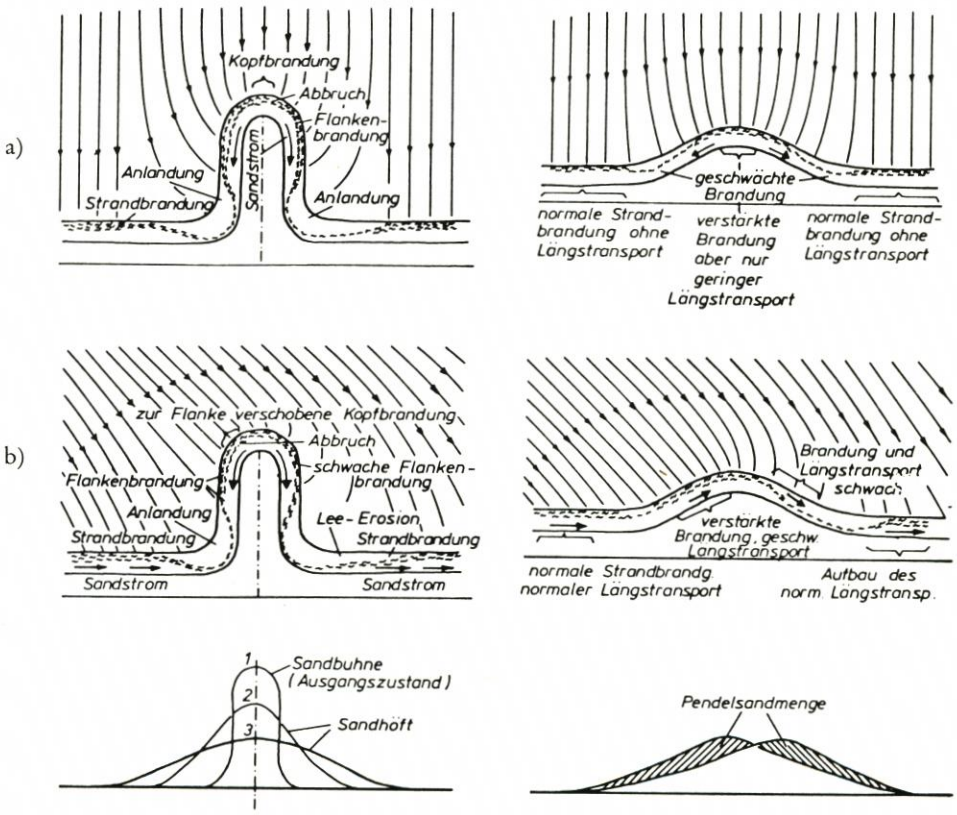


Abb. 4. Strandauffüllung mit Materialeingabe als Depot – hier in Form einer Sandbuhne (Beispiel: Strandauffüllung vor Westerland/Sylt, 1972). Hydrodynamische Vorgänge und Sandbewegung; a) senkrechter, b) schräger Wellenangriff

Die Küste, 36 (1981), 1-320

und das erodierte Material – je nach den vorherrschenden Transportrichtungen – auf den angrenzenden Strand verteilen (s. Abb. 4).

Die Materialversorgung der angrenzenden Strandabschnitte nimmt mit der Entfernung von der Eingabestelle ab. Bei der Auffüllung eines längeren Küstenabschnittes empfiehlt es sich daher, mehrere Eingabestellen vorzusehen, deren optimaler Abstand nur auf Grund der Ergebnisse der Voruntersuchungen ermittelt werden kann. Für größere Auffüllungen, bei denen stets die Wiederholung ins Auge gefaßt werden muß, sollten Erfahrungen mit einem Vorversuch gesammelt werden.

Als Verfahren eignen sich für die konzentrierte Materialeingabe in Form eines Depots sowohl die Aufspülung über Förderleitungen als auch die Aufschüttung mit Erdbaugeräten (Abb. 5 und 6).

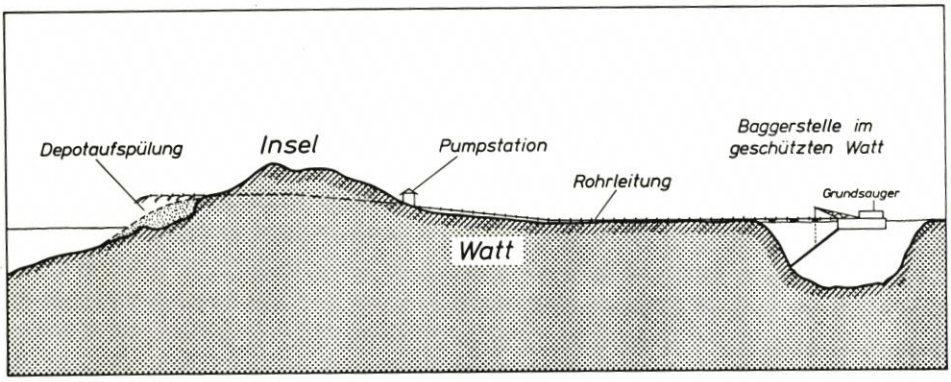


Abb. 5. Depotaufspülung bei einer am Rand des Wattenmeeres liegenden Insel; Beispiel: Strandaufspülung Sylt (schematisch)

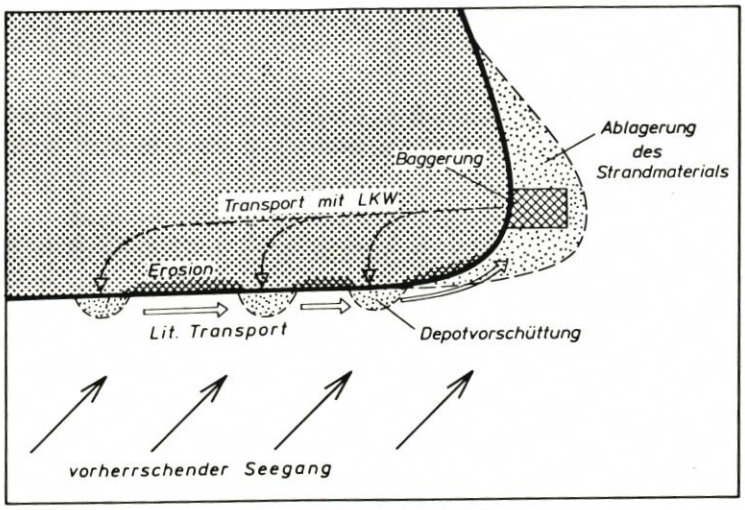


Abb. 6. Kontinuierliche Strandauffüllung zum Ausgleich ständiger Erosionen im Bereich eines Küstenvorsprungs. Materialausgleich innerhalb einer „physiographischen Einheit". (Schematische Darstellung; ausgeführt auf der Halbinsel Dungeness an der englischen Südküste)

3.2.5 Kontinuierliche Eingabe

Kontinuierliche Materialeingaben sind dann zu empfehlen, wenn sich von vornherein aus den örtlichen Verhältnissen die Notwendigkeit oder Zweckmäßigkeit für die ständige Materialversorgung einer Erosionsküste ergeben (Abb. 6 u. 7). In solchen Fällen bieten sie die Möglichkeit weiterer Kostenersparnisse, z. B. durch gute Erschließung und langfristige Sicherung von Lagerstätten für das Eingabematerial oder durch den Aufbau ortsfester, ständig ausgelasteter Förder- und Transportsysteme.

Kontinuierliche Eingabesysteme lassen sich sowohl zur Versorgung von Erosionsstränden einsetzen als auch zur Aufrechterhaltung eines durch künstliche Einbauten unterbrochenen oder gestörten küstenparallelen Brandungstransportes (s. Abschn. 1.2.3).

Die wirtschaftliche Auslegung erfordert eine besonders sorgfältige Ermittlung der maßgebenden Litoralprozesse. Menge und Richtung der küstenparallelen und küstennormalen Materialverfrachtungen und ihre jahreszeitlich oder meteorologisch bedingten Schwankungen müssen zuverlässig bekannt sein. Im allgemeinen wird es erforderlich sein, vor der Planung fester Anlagen Vorversuche durchzuführen.

3.3 Geräte

3.3.1 Allgemeines

Die Auswahl geeigneter Geräte für die Durchführung von Strandauffüllungen hängt im wesentlichen von den örtlichen Bedingungen ab, d. h. von der Lage und Entfernung des Gewinnungsgebietes, von den maßgebenden Seegangs- und Strömungsverhältnissen am Strand, im Gewinnungsgebiet und auf der Transportstrecke (bei Baggereinsatz) bzw. von der verkehrsmäßigen Erschließung des Hinterlandes bei trockenem Materialeinbau. In den nachfolgenden Abschnitten können daher nur einige grundsätzliche Hinweise gegeben werden.

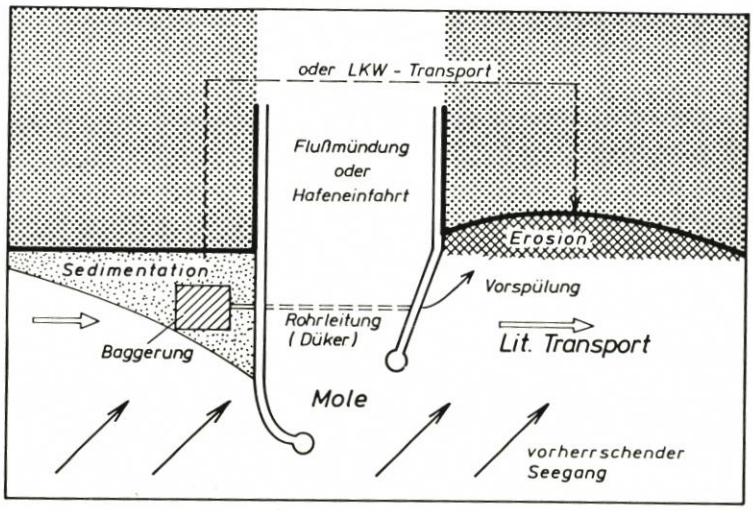


Abb. 7. Beispiel für eine kontinuierliche Materialeingabe im Bereich eines unterbrochenen Litoraltransportes (schematisch, mehrere Ausführungen in den USA)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.3.2 Stationäre Naßbagger

Der Einsatz stationär arbeitender Schwimmbagger mit Saug- bzw. Schneidkopfeinrichtung (Grundsauger, Cutter) empfiehlt sich, wenn Material im Bereich wirtschaftlicher Spülentfernungen gewonnen werden kann und die örtlichen Seegangsverhältnisse den Einsatz der Bagger und der schwimmenden Rohrleitungen zulassen (Abb. 8). Mittel- und Grobsande sind im allgemeinen ohne Schneidkopfhilfe saugfähig und hydraulisch gut durch Förderleitungen zu transportieren. Die maximale Transportentfernung ist begrenzt und hängt im wesentlichen von der Pumpenleistung der Geräte ab. Zur Überbrückung größerer Entfernungen können Zwischenpumpstationen eingerichtet werden.

3.3.3 Laderaumsaugbagger

Hopperbagger sind für Strandauffüllungsmaßnahmen nur in besonderen Fällen geeignet (s. Abschn. 3.2.2). Wegen ihres Tiefgangs und der zusätzlich erforderlichen Bodenfreiheit für den Verklappvorgang können sie das Material nur in größeren Wassertiefen abgeben.

Einsatzmöglichkeiten ergeben sich aber in Kombination mit anderen Geräten (s. Abschn.

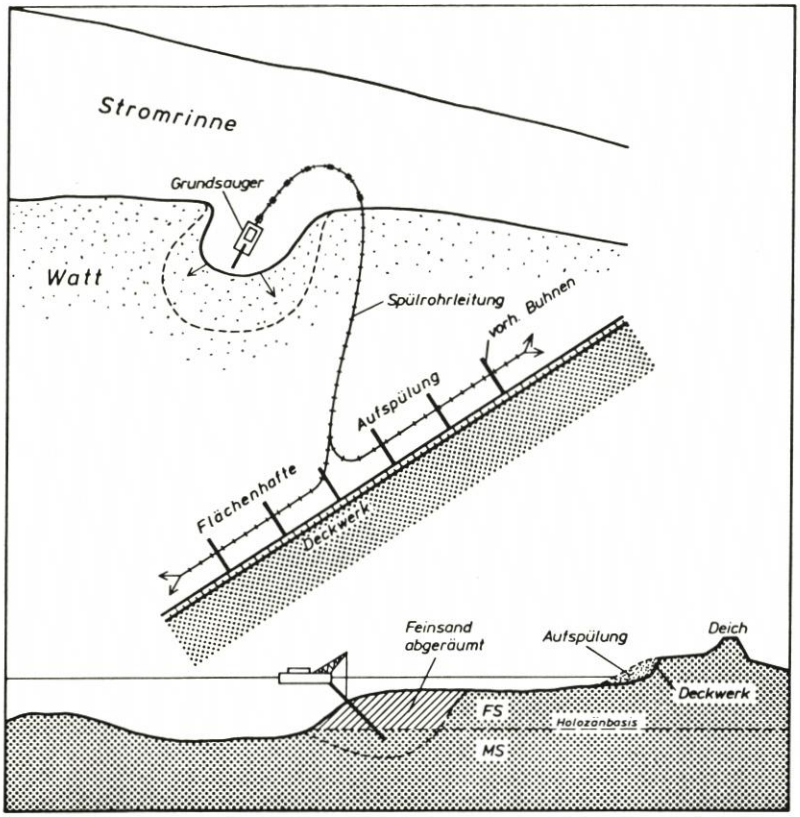


Abb. 8. Strandaufspülung an einer Wattenmeerküste; Beispiel: Strandaufspülung Cuxhaven/Duhnen, 1973 (schematisch)

3.3.5) oder durch eine bordeigene Spülvorrichtung, mit der das Baggergut an einem Spülgerüst in eine Rohrleitung abgegeben werden kann (Abb. 9 u. 10).

3.3.4 Ortsfeste Schürfkübelanlagen

In den USA sind Versuche zur Strandauffüllung mit stationären Schürfkübelanlagen durchgeführt worden. Diese bestanden aus einer am Strand aufgestellten Seilwinde, einer vor der Küste auf einem verankerten Ponton montierten Umlenkrolle und einem dazwischen laufenden Schürfkübel, mit dem Sand im Vorstrandbereich aufgenommen und an den Strand gebracht wurde. Nach dem Eingabesystem gehört dieses Verfahren zu der unter Abschnitt 3.2.4 beschriebenen „Depoteingabe".

Eine Anwendung dieses Verfahrens kann im allgemeinen nicht empfohlen werden. Es erscheint insgesamt unwirtschaftlich, die erreichbaren Leistungen sind gering, und es besteht insbesondere die Gefahr, daß durch den geschleppten Schürfkübel im Vorstrandbereich eine Rinne ausgehoben wird, die den natürlichen Litoralprozeß nachteilig beeinflussen kann (z. B. Konzentration von Rippströmungen).

3.3.5 Kombinierte Systeme

Je nach den örtlichen Verhältnissen können kombinierte Systeme eingesetzt werden, z. B.:

- Hopperbagger mit Verklappung des Materials in geschützten Buchten, vorher ausgehobenen Gruben o. ä.; Wiederaufnahme und Verspülung durch Grundsauger (Abb. 9 u. 10),

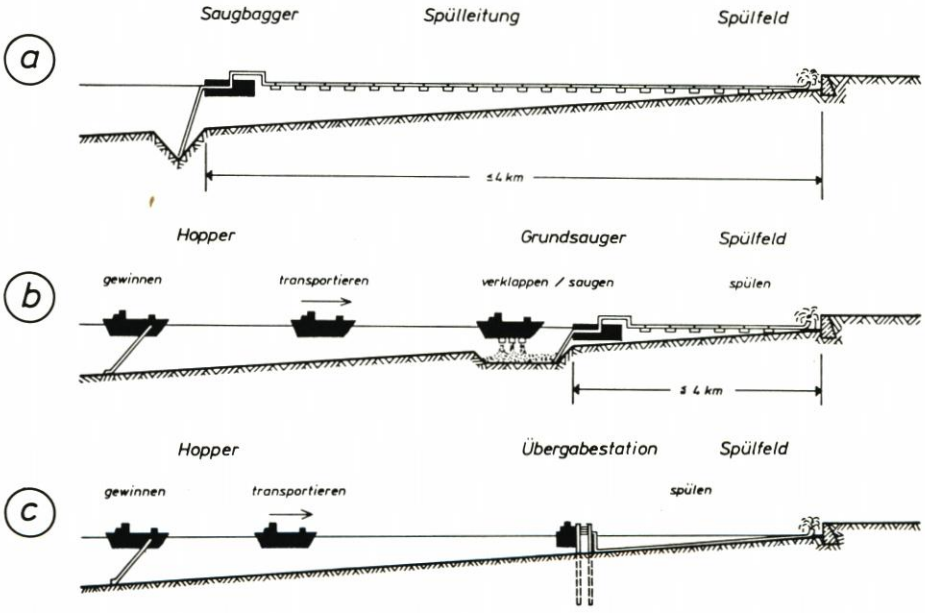


Abb. 9. Lösungsmöglichkeiten für eine Strandaufspülung mit Materialgewinnung seewärts einer Brandungsküste

Die Küste, 36 (1981), 1-320

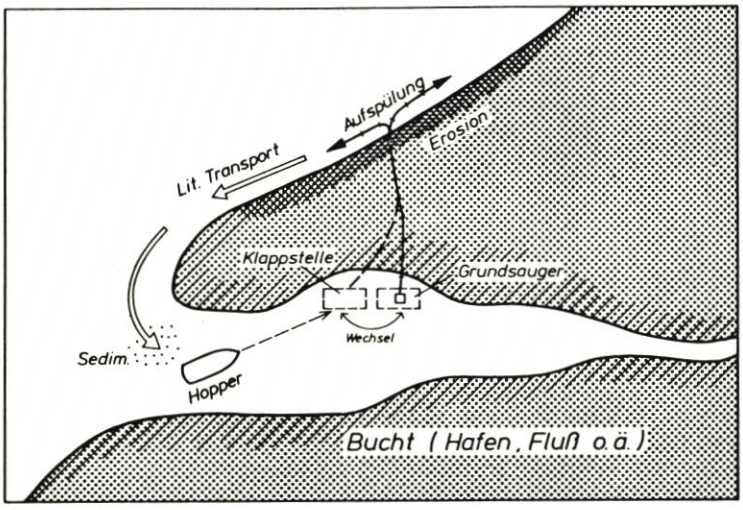


Abb. 10. Beispiel für eine Strandauffüllung mit kombiniertem Gerätesystem (schematisch)

– Aufspülung von Materialdepots an geeigneter Stelle; von dort Transport zur Einbaustelle durch Lastkraftwagen oder andere Transportgeräte.

3.4 Sonstige Hinweise für Entwurf und Durchführung von Strandauffüllungsmaßnahmen

3.4.1 Ausführungszeiten und -fristen

Strandauffüllungen sind möglichst während der ruhigen (windarmen) Jahreszeit durchzuführen und abzuschließen. An der deutschen Küste gelten allgemein die Monate April bis September unter diesen Gesichtspunkten als geeignet. Beim Einsatz von Naßbaggern im Seegebiet besteht diese Forderung ohnehin; es ist aber auch grundsätzlich anzustreben, den neuen Strand in möglichst geschlossener Formation herzustellen, ehe stärkere Umlagerungen und Erosionen einsetzen. Starker Seegang und höhere Wasserstände während der laufenden Baumaßnahmen behindern nicht nur die Arbeiten, sondern können auch zu höheren Materialverlusten in den Bauabschnitten führen.

Für die Auffüllung von Badestränden sind Arbeiten während der Urlaubsmonate Juli und August möglichst zu vermeiden. Außerdem ist zu beachten, daß nach Abschluß der Auffüllung über eine längere Zeit noch stärkere Sandverwehungen auftreten können, wenn das Spülgut Feinsand und Schluff enthält (s. Abschn. 3.4.5). Sie können den Badebetrieb erheblich beeinträchtigen.

3.4.2 Berücksichtigung von Materialverlusten

In den Materialbedarf aus einer Volumenberechnung nach Ist- und Sollprofil sind Verdichtung und Materialverluste einzubeziehen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Einbau mit Erdbaugeräten im Trockenen ohne gleichzeitiges Befahren der Aufschüttung gibt eine Lagerungsdichte*) von 0,2 bis 0,3. Die Herstellung eines Planums mit Planierraupen führt nur zu einer mäßigen Verdichtung (Lagerungsdichte von 0,3 bis 0,4). Erst durch Seegangs- und Brandungseinwirkungen wird eine höhere Verdichtung (Lagerungsdichte von 0,5 und darüber) erreicht.

Bei Aufspülungen müssen Materialverluste infolge Auswaschens feineren Materials mit dem Spülwasserstrom berücksichtigt werden. Ihr Umfang richtet sich nach der Kornzusammensetzung des Spülgutes sowie nach dem Spülverfahren und muß nach Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Verluste von 20 bis 30 %, in ungünstigen Fällen über 50 %, liegen durchaus im Bereich des Möglichen.

3.4.3 Leistungsnachweis (Aufmaß)

Soweit dem keine besonderen Schwierigkeiten entgegenstehen, sind Strandauffüllungen als „Erdarbeiten" zu behandeln und entsprechend nach DIN 18 300 auszuschreiben und abzurechnen. Das Risiko von Materialverlusten während der laufenden Arbeiten durch die natürlichen Erosionsprozesse trägt in diesem Fall der Unternehmer. Wenn dieses Risiko bei dem vorgeschlagenen Verfahren der Strandauffüllung nicht kalkulierbar ist, müssen andere Formen des Leistungsnachweises vorgesehen werden. Es empfehlen sich dabei:

- Leistungsnachweis nach Raummaß im Transportgefäß (Hopper, Schuten, Lkw, Scraper u. a.),
- Aufmaß des Aushubs an der Gewinnungsstelle (Baggerstelle),
- Massenermittlung aus Förderstrom und Gemischkonzentration bei hydraulischem Materialtransport. Erforderlich sind dazu registrierende Meßgeräte für die genannten Parameter. Wegen der z. Z. noch bestehenden meßtechnischen Schwierigkeiten sollten möglichst zwei unabhängige Kontrollsysteme vorgesehen werden.

3.4.4 Vorschriften und Sicherheitsvorkehrungen

Es sind allgemein die Vorschriften der VOB (insbesondere DIN 18 300 und 18 310), evtl. besondere örtliche Vorschriften des Landschaftsschutzes, Naturschutzes, Fischereischutzes usw. sowie bei Baggerarbeiten und Seetransport die Seeschiffahrtsstraßen-Ordnung zu beachten.

Bei Aufspülungsarbeiten in Erholungsgebieten oder an Badestränden ist die Baustelle besonders sorgfältig abzusichern. Das Betreten von Spülfeldern ist zu verbieten. Aufgespülte Flächen sind erst dann freizugeben, wenn sich die Bauleitung von einer ausreichenden Konsolidierung des Bodens überzeugt hat. Baggerstellen in der Nähe von Badegebieten sind durch Bojen und Hinweisschilder abzusichern, erforderlichenfalls abzusperren. Die Resedimentation in den Baggerstellen ist zu beobachten, bis eine Wiederauffüllung bzw. ein gefahrloser Zustand erreicht ist.

---

*) Lagerungsdichte (DIN 4015) $D = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}}$; n = Poren-Anteil

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.4.5 Maßnahmen gegen Sandverwehungen

Strandauffüllungen führen im allgemeinen zu einer merklichen Zunahme des äolischen Sandtransportes (Sandwehen), der – je nach Strandmaterial – bei Windstärken zwischen 5 und 7 Bft einsetzt. Dies wird zum einen durch die Erhöhung und Verbreiterung des Strandes bewirkt und kann zum anderen eine Folge von feinkörnigen Beimengungen im Auffüllungsmaterial sein. Schäden oder Behinderungen durch Sandverwehungen können z. B. in den folgenden Bereichen eintreten:

- an landwirtschaftlich genutzten Flächen,
- an Deichen mit der Folge einer Zerstörung oder Schädigung der Grasnarbe,
- an Verkehrsanlagen wie Straßen, Uferpromenaden, Gehwegen usw.,
- an Badestränden oder in Freizeit- und Erholungsgebieten.

Sandverwehungen können durch Aufstellung von Sandfangzäunen verhindert oder zumindest vermindert werden. Als provisorische Maßnahmen haben sich Zäune aus eingegrabenen Buschfaschinen, Pfahlreihen mit zwischengespannten, teildurchlässigen Kunststoffplanen sowie Bongossi-Flechtmatten bewährt.

Soweit Schäden durch Sandverwehungen zu erwarten sind, sollten entsprechende Vorsorgemaßnahmen vorsorglich vorbereitet werden.

3.5 Buhnen zur Sicherung oder Ergänzung von Strandauffüllungen

Strandbuhnen können unter bestimmten Voraussetzungen den küstenparallelen Sandtransport und damit den brandungsbedingten Materialverlust am Strand vermindern. Auffüllungen in bestehenden Buhnenfeldern können daher günstig sein; zumindest sind keine Nachteile zu erwarten.

Zur Verminderung der anfangs relativ hohen Sandverluste neu aufgefüllter Strände (s. Abschn. 4.2) sind im Ausland verschiedentlich neue Buhnen gebaut worden.

Über die Zweckmäßigkeit ergänzender Buhnenbauten kann nur an Hand der örtlichen Verhältnisse und der Ergebnisse der Voruntersuchungen entschieden werden. In Betracht kommen:

- kürzere und mit gleichmäßigem Abstand gebaute Strandbuhnen im gesamten Auffüllungsbereich oder
- längere und evtl. höher aufgeführte Buhnen oder Buhnengruppen an den Enden des Auffüllungsbereiches mit dem Ziel, einen geschlossenen Strandabschnitt mit ausgeglichener Materialbilanz (physiographische Einheit) zu schaffen.

Die bisher vorliegenden Beobachtungen und Erfahrungen reichen noch nicht aus, für den Bau zusätzlicher Buhnen im Rahmen von Strandauffüllungen allgemeine Empfehlungen zu geben.

4. Erfolgskontrolle

4.1 Allgemeines

Strandauffüllungen erfordern eine längerfristige und sorgfältige Beobachtung der weiteren Entwicklung, um die Richtigkeit und Zweckmäßigkeit des angewandten Verfahrens zu überprüfen und Wiederholungen zum richtigen Zeitpunkt einleiten zu können.

Während der Bauarbeiten sind bereits laufende Kontrollen der Profilausbildung und der Materialbilanz erforderlich, um entsprechend Abschnitt 3.1.1, 3.1.2 und 3.4.2 optimale Ergebnisse zu erzielen. Darüber hinaus sind die nachfolgend genannten Untersuchungen nach Abschluß der Arbeiten vorzusehen.

4.2 Materialbilanz

In den vermarkten Strandprofilen (Abschn. 2.4) sind in regelmäßigen Abständen die Höhen aufzunehmen. Anzustreben sind mindestens 2 Aufnahmen im Jahr, am besten im Frühjahr und im Herbst. Zusätzliche Aufmaße nach schweren Stürmen sind zu empfehlen. Aus den Differenzen der aufeinanderfolgenden Profilaufnahmen sind die Volumenänderungen zu errechnen und über der Zeitachse aufzutragen. Dabei sind getrennt darzustellen der unmittelbare Auffüllungsbereich und die benachbarten Strandabschnitte, in denen noch ein Einfluß erwartet werden kann (Abb. 11).

Nach den vorliegenden Erfahrungen muß zunächst mit relativ hohen Erosionsraten gerechnet werden, die Folge einer Anpassung an ein neues dynamisches Gleichgewicht sind und die daher allmählich abklingen. Die Materialbilanzkurve, die in Abb. 12 in schematischer Form dargestellt ist, verläuft etwa nach einem Exponentialgesetz (ähnlich dem Gesetz des radioaktiven Kernzerfalls) und nähert sich asymptotisch dem Ausgangszustand, d. h. der ursprünglichen Erosionsrate.

Die sorgfältige Verfolgung der Materialbilanz gibt die Möglichkeit, den richtigen Zeitpunkt für Wiederholungsauffüllungen zu erkennen. Dieser ist im allgemeinen dann gegeben, wenn mehr als 50 % des Eingabematerials abgetragen sind und gleichzeitig das Schadensrisiko erkennbar wächst.

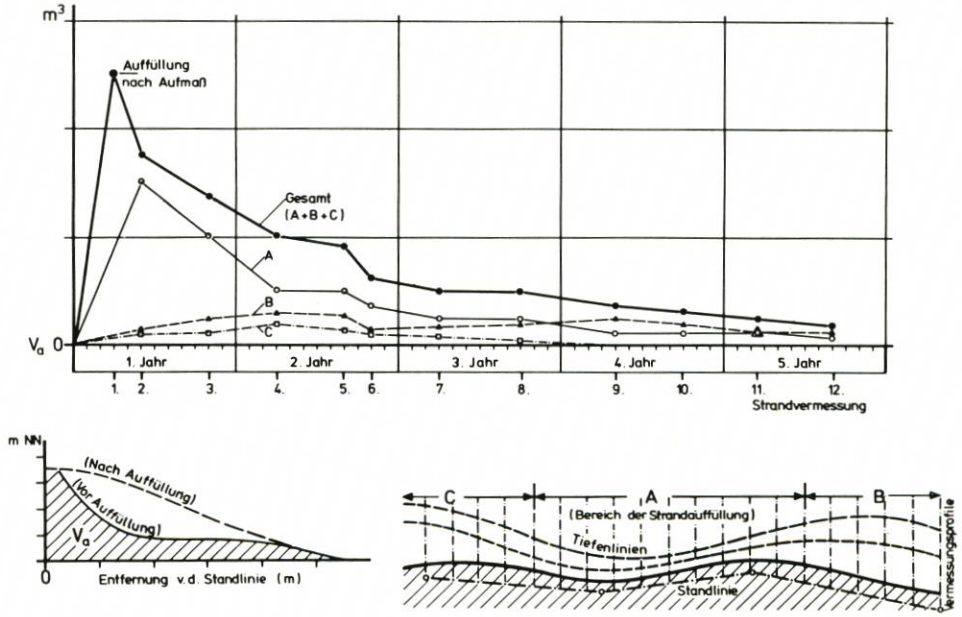


Abb. 11. Kontrolle der Strandentwicklung nach Abschluß einer Auffüllungsmaßnahme durch Verfolgung der Materialbilanz aus wiederholten Profilaufnahmen (schematisch)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

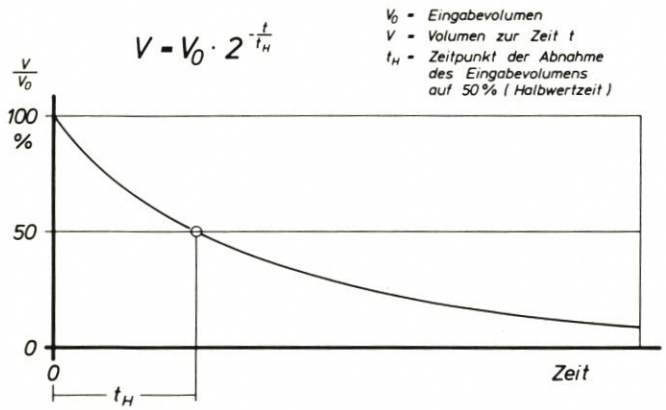


Abb. 12. Materialverluste einer Strandauffüllung (Normalverhalten)

4.3 Sonstige hydrologische Untersuchungen

Unter Hinweis auf Abschnitt 2 werden folgende weitere Untersuchungen empfohlen, deren Umfang und Intensität sich nach der Bedeutung und dem Gesamtaufwand des Projektes richten sollten:

- fortlaufende Aufzeichnung meteorologischer und hydrologischer Daten wie Windstärke, Windrichtung, Wasserstände, Wassertemperatur, Eisgang usw.,
- wenn möglich, langfristige Wellenmessungen an einer zentralen Station im Vorstrandbereich der Auffüllung,
- qualitative Beobachtungen (evtl. durch Filmaufnahmen, Luftaufnahmen usw.) über Vorgänge in der Brandungszone, Wellenrefraktion, Entstehung von Rippströmungen usw.,
- Entnahme von Oberflächenproben im Bereich der Strandauffüllung unmittelbar nach Abschluß der Bauarbeiten mit Wiederholungen in halbjährlichem Abstand; kornanalytische Auswertung und Feststellung der Veränderungen des Kornspektrums,
- Beobachtungen über die Entwicklung und Veränderungen des Strandriffs,
- Untersuchungen über die Ausbreitung des Eingabematerials, falls dieses nach charakteristischen Korneigenschaften vom vorhandenen Strandmaterial abweicht und daher als natürlicher Leitstoff (Tracer) verwendet werden kann.

Über das Verhalten von Strandauffüllungen liegen derzeit noch relativ geringe Erfahrungen vor, so daß sorgfältige und umfassende Beobachtungen der Entwicklung über den lokalen Bereich hinaus von Bedeutung sind.

4.4 Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen

Wird eine Strandauffüllung als Küstenschutzmaßnahme geplant, so ergeben sich in der Regel wesentlich niedrigere Kosten für die Herstellung, als sie für ein festes Schutzwerk mit gleicher Schutzwirkung erforderlich wären. Bei diesem Vergleich sind jedoch die regelmäßigen Wiederholungen der Auffüllung zu berücksichtigen, die höhere Aufwendungen über einen längeren Zeitraum erfordern.

Wenn im konkreten Fall eine Strandauffüllung und ein sonst an gleicher Stelle notwendiges festes Küstenschutzbauwerk nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten verglichen werden sollen, so sind Baukosten, Unterhaltungskosten und Abschreibung (nur bei festen Bauwerken) zusammenzufassen. Die Unterhaltungskosten, die bei einer Strandauffüllung im wesentlichen die regelmäßigen Wiederholungen der Materialeingabe ausmachen, müssen dabei möglichst zuverlässig abgeschätzt werden und sind sodann unter Anwendung eines angemessenen Zinssatzes zu kapitalisieren und den Baukosten zuzuschlagen.

Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen der genannten Art führen wegen der Unsicherheiten einiger Annahmen im allgemeinen nur zu Größenordnungsvergleichen. Für die Strandauffüllung ergeben die späteren Wiederholungsmaßnahmen einen bedeutenden Kostenfaktor, der sorgfältig zu ermitteln ist. Dies unterstreicht die Bedeutung der in Abschnitt 4.2 geforderten langfristigen Kontrolle der Materialbilanz. Es ist anzustreben, diesbezügliche Daten in- und ausländischer Strandauffüllungsmaßnahmen zu sammeln und auszuwerten, so daß bei Neuplanungen auch ein Anhalt durch Vergleichsdaten gesucht werden kann.

5. Anhang – Ausführungsbeispiele

Die erste Strandauffüllung wurde in Deutschland in den Jahren 1951/52 auf Norderney durchgeführt. Dieses neuartige Verfahren eines „aktiven Küstenschutzes" wurde etwa zur gleichen Zeit auch in den USA erfolgreich entwickelt. Seither setzt es sich weltweit mehr und mehr durch, bedingt durch die überwiegend guten Erfolge und vor allem durch die Entwicklung der Baggertechnik, die den Einsatz immer besserer, leistungsfähigerer und damit wirtschaftlicherer Geräte ermöglicht hat.

Zur Bearbeitung der vorliegenden Empfehlungen sind alle auf diesem Gebiet greifbaren Erfahrungen und Erkenntnisse herangezogen worden. Die im Schrifttum oder auch in nicht veröffentlichten Quellen zu findenden Berichte und Beschreibungen enthalten z. T. spezielle Vorschläge, Erfahrungen und Hinweise, die für neue Vorhaben wertvoll sein können. Eine ins einzelne gehende Auswertung und Darstellung war nicht möglich, da diese stets nur im Zusammenhang mit den örtlichen Gegebenheiten und Randbedingungen richtig verstanden werden können. Es wird daher in der nachfolgenden tabellarischen Zusammenstellung eine Übersicht über bedeutende Strandauffüllungen im In- und Ausland mit kurzer Angabe des Verfahrens und weiterer Daten sowie mit Quellenhinweisen gegeben.

Bedeutende Strandauffüllungen im In- und Ausland

Ort/Land	Verfahren	Ergänzende Maßnahmen	Jahr	Menge (m^3)	Quelle
Santa Barbara, Kalif., USA	Flächenhafte Strandaufspülung im Lee eines Hafens; Material aus Hafenbaggerungen	Bau von Wellenbrechern	seit 1938	3,4 Mio. in 12 Jahren (300 000/Jahr)	15, 38
Norderney, Bundesrepubl. Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1951/52	1,8 Mio.	19, 20, 21, 22
Vlissingen Niederlande	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1952 1966	50 000 30 000	
Lake Worth Inlet, Florida, USA	Kontinuierliche Anlage (Bagger vor Mole, Pipeline) zur Aufrechterhaltung des Materialtransportes im Bereich eines Inlets	Bau einer Buhne auf der Luvseite des „Inlets"	seit 1955	176 000 pro Jahr	15, 28, 40
Shark River Inlet, New Jersey, USA	Depotvorschüttung im Bereich eines Inlets. Entnahme mit Greiferbagger auf der Luvseite, Transport per Lkw, Aufschüttung am Strand über Gerüst	keine	1958/59	191 000	1
Port Hueneme, Kalif., USA	Periodische flächenhafte Aufspülung im Lee einer Hafeneinfahrt	Bau einer Strandmauer, Bau eines Wellenbrechers mit dem Effekt einer „Sandfalle"	seit 1960	1,6 Mio. jedes 2. Jahr	17, 27
Jupiter Island, Florida, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1963	460 000	4
Jupiter Island, Florida, USA	Depotaufschüttung mit Schürfkübelanlage	keine	1963/64	94 100	2, 4
Atlantic City, New Jersey, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	Bau von Buhnen und eines Leitdammes	1963 1970	430 000 610 000	7, 15
Virginia Beach, USA	Flächenhafte Strandauffüllung	Bau von Strandbuhnen geplant, falls nach Entwickl. erforderlich	1966 1967 1968	90 000 91 000 6 000	35
Sea Girt, New Jersey, USA	Flächenhafte Strandaufspülung (Baggergut)	keine	1966	325 000	60
Norderney, Bundesrepublik Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1967	240 000	20, 21, 22
Copacabana, Rio de Janeiro, Brasilien	Depoteingabe am Strand und Verklappung von Material durch Hopperbagger im Vorstrandbereich	keine	1969/70	1,5 Mio. Strand 2,0 Mio. Vorstrand	32
Langeoog, Bundesrepubl. Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	Vor der Aufspülung Herstellung eines Schutzwerks in Rasterform aus sandgefüllten Kunststoffschläuchen	1971/72	550 000	23
Sierksdorf/Ostsee Bundesrepubl. Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1971	100 000	

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Ort/Land	Verfahren	Ergänzende Maßnahmen	Jahr	Menge (m^3)	Quelle
Sierksdorf/Ostsee Bundesrepubl. Deutschland	Flächenhafte, sichelförmige Sandaufspülung	80 m lange Strandbuhnen aus Betonformsteinen	1979	45 000	
Westerland/Insel Sylt, Bundesrepubl. Deutschland	Depotaufspülung in Form einer Sandbuhne	keine	1972	680 000	8, 9, 10, 11
Portobello/Edinburgh Großbritannien	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1972	200 000	
Cape Hatteras Virginia, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1973	950 000	41
Jupiter Island Florida, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1973/74	3,0 Mio.	67, 69
Goeree/Delta Island Niederlande	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1973/74	3,5 Mio.	
Bournemouth Großbritannien	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1974/75	650 000 Strand 1,3 Mio. Vorstrand	
Cuxhaven/Duhnen Bundesrepubl. Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1974	200 000	3
Jade Bundesrepubl. Deutschl.	Flächenhafte Strandaufspülung (Baggergut)	keine	1975	1,9 Mio.	
Minsener Oog/Jade Bundesrepubl. Deutschl.	Baggergutdeponie	keine	1975/79	8,0 Mio.	
Rockaway Beach New York, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1975 1976 1977	2,8 Mio. 1,14 Mio. 230 000	50, 51, 63
Wangerooge, Bundesrepublik Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1976	360 000	
Thyborön/Limfjord Dänemark	Flächenhafte Strandaufspülung (Naturversuch)	keine	1976	30 000	62
Tybee Island Georgia, USA	Flächenhafte Strandaufspülung	Leitdämme an beiden Enden des aufsgespülten Strandes	1976	1,3 Mio.	64
New River Inlet, North Carolina, USA	Flächenhafte Strandaufspülung (Baggergut, Naturversuch)	keine	1976/78	30 000	50, 51, 66
Norderney Bundesrepublik Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1978		
Westerland/Insel Sylt Bundesrepublik Deutschland	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1979	1,0 Mio.	
Huidne Harbour, Dänemark	Flächenhafte Strandaufspülung (Baggergut)	keine	1979	200 000	
Texel, Niederlande	Flächenhafte Strandaufspülung	keine	1979/80	3,0 Mio.	

Die Küste, 36 (1981), 1-320

6. Schriftenverzeichnis

ALLEN, J. R. u. NORDSTROM, K. F.: Beach Form Changes in the Lee of Groins at Sandy Hook. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE, Charleston, USA, 1977.

ANGAS, M. W.: Shark River Inlet Sand By-Passing Project. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Jour. Waterw. a. Harb. Div., Sept. 1960.

BRUUN, P. M.: By-Passing and Back-Passing with Reference to Florida. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., J. Waterw. a. Harb. Div., May 1967.

CHRISTIANSEN, H.: Umformung von Sandstränden durch Sturmfluten. Hamburger Küstenforschung, H. 35, 1976.

CHRISTIANSEN, H.: Economic Profiling of Beach Fills. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE, Charleston, USA, 1977.

COX, D. C., GERRITSEN, F. u. LEE, T. T.: Proposed "Improvement" of Kaimu Beach, Hawaii. Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

DALRYMPLE, R. A.: Offshore Beach Nourishment Scheme. Proc. 12th Coast. Eng. Conf., Washington, 1970.

DEAN, R. G.: Compatibility of Borrow Material for Beach Fills. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher Reynolds-Zahlen. Mitt. Leichtweiß-Inst., TU Braunschweig, H. 41, 1974.

DETTE, H. H.: Ein Vorschlag zur Analyse eines Wellenklimas. Die Küste, H. 31, 1977.

DETTE, H. H.: Effectiveness of Beach Deposit Nourishment. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE, Charleston, USA, 1977.

EVERTS, C. H., DE WALL, A. E. u. CZERNIAK, M. T.: Behavior of Beach Fill at Atlantik City, New Jersey. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

FISHER, J. S. u. FELDER, W. N.: Cape Hatteras Beach Nourishment. Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Sandbuhne vor Sylt zur Stranderhaltung. Die Küste, H. 23, 1972.

FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J. u. SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung 1972 und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.

FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbuhne aus Sand. Wasser und Boden, Nr. 12, 1973.

FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

GEE, H. C.: Beach Nourishment from Offshore Sources. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., J. Waterw. a. Harb. Div., 1965.

GOVATOS, G.: Beach Nourishment from Offshore Sources. Shore and Beach, Oct. 1969.

HALL, J. V. u. HERRON, W. J.: Test of Nourishment of the Shore by Offshore Deposition of Sand. Beach Eros. Board, Techn. Mem. 17, 1950.

HALL, J. V.: Artificially Nourished and Constructed Beaches. Beach Eros. Board., Techn. Mem. 2, 1952.

HALL, J. V., Jr. u. WATTS, G. M.: Beach Rehabilitation by Fill and Nourishment. Trans. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 122, 1957.

HAYDEN, B. P. u. FELDER, W.: Impact of Beach Nourishment on distribution of 'Emerita talpoida', the common mole crab. J. Water. and Coastal Eng. Div., ASCE, USA, 1974.

HERRON, W. J. u. HARRIS, R. L.: Littoral Bypassing and Beach Restoration in the Vicinity of Port Hueneme, California. Proc. 10th Coast. Eng. Conf., 1966.

HOBSON, R. D.: Review of Design Elements for Beach Fill Evaluation. T.P. 77–6, U.S. Army Coastal Eng. Res. Center, Ft. Belvoir, VA, 1977a.

HOBSON, R. D.: Dredging-induced modifications to sediment texture and their influence on beach fill requirements. Proc. 2nd Int. Symp. on Dredging Technology, Texas A & M University, 1977b.

HOBSON, R. D.: Sediment Handling and Beach Fill Design. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977c.

HOBSON, R. D. u. JAMES, W. R.: Importance of Handling Losses to Beach Fill Design. Proc. 16th Coastal Eng. Conf., Hamburg, 1978.

James, W. R.: Beach-Fill Stability and Borrow Material Texture. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

James, W. R.: Techniques in Evaluating Suitability of Borrow Material for Beach Nourishment. TM 60, U.S. Army Coastal Eng. Res. Center, Ft. Belvoir, VA, 1975.

Johnson, C. N.: Sand-Bypass and Shore Erosion, Bridgman, Michigan. Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

Jones, C. P.: An Evaluation of Sand Bypassing Systems at Tidal Inlets in Florida. M.S. Thesis Departm. of Coastal and Oceanopgraphic Eng., Univ. of Florida, Gainesville, USA, 1977.

Jones, C. P.: A Comparative Review of Sand Transfer Systems at Florida's Tidal Entrances. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Kamphuis, J. W. u. Bridgeman, S. G.: Placing Artificial Beach Nourishment. Proc. Oceans III Conf., Delaware, USA, 1975.

Kamphuis, J. W. u. Myers, R. M.: Threedimensional Tests on Dynamic Equilibrium and Artificial Nourishment. Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

Kamphuis, J. W. u. Moir, J. R.: Mean Diameter Distribution of Sediment Sizes before and after Artificial Beach Nourishment. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Kramer, J.: Künstliche Wiederherstellung von Stränden unter besonderer Berücksichtigung der Strandaufspülung Norderney. Jahresbericht 1957 der Forschungsstelle Norderney.

Kramer, J.: Die Strandaufspülung Norderney 1951–52 und ein Plan zu ihrer Fortführung. Die Küste, Jg. 7, 1958/59.

Kramer, J.: Artificial Beach Nourishment on the German North Sea Coast. Proc. 13th Coast. Eng. Conf., Vancouver, 1972.

Krumbein, W. C. u. James, W. R.: A Lognormal Size Distribution Model for Estimating Stability of Beach Fill Material. Techn. Mem. No. 16, U.S. Army Coastal Eng. Res. Center, Washington, USA, 1965.

Luck, G.: Bericht über die zweite Strandaufspülung am Weststrand von Norderney. Jahresbericht 1968 der Forschungsstelle Norderney.

Lüders, K., Führböter, A. u. Rodloff, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.

Magnuson, N. C. u. Rayner, A. C.: Stabilization of Masonboro Inlet. Shore and Beach, Vol. 34, No. 2, 1966.

Mauriello, L. J.: Experimental Use of a Self-unloading Hopper Dredge for Rehabilitation of an Ocean Beach. ASCE, WW 2, 1968.

Mc. Nair, E. C., Jr.: A Sand Bypassing System using a Jet Pump, Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

Mikkelsen, M.: The Effects of Groins on Beach Erosion and Channel Stability at the Limfjord Barriers, Denmark. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Nersesian, G. J.: Beach Fill Design and Placement at Rockaway Beach, New York, using Offshore Barrow Sources. Coastal Sediments '77, 5the Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Newman, D. E.: Beach Restored by Artificial Renourishment. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

Oertel, G. F., Chamberlain, C. F., Larsen, M. u. Schaaf, W.: Monitoring the Tybee Beach Nourishment Project. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Perdikis, H. S.: Behavoir of Beach Fills in New England. Am. Soc. Civ. Eng., Jour. of Waterw. a. Harb. Div., Vol. 87, 1961.

Richardson, T. W.: Systems for Bypassing Sand at Coastal Inlets. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div, of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Savage, R. P.: Sand Bypassing at Port Hueneme, California. Beach Eros. Board, Techn. Mem. 92, March 1957.

Schwartz, R. K. u. Musialowski, F. R.: Nearshore Disposal: Onshore Sediment Transport. Coastal Sediments '77, 5th Symp. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. of ASCE, Charleston, USA, 1977.

Senour, C. u. Bardes, J. E.: Sand Bypassing Plant at Lake Worth Inlet, Florida. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 85, 1950.

Shemdin, O. H., Brooks, H. K., Ceylanli, Z. u. Harell, S. L.: Comprehensive Monitoring of a Beach Restoration Project. Proc. 15th Coast. Eng Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

Silvester, R.: Headland Defense of Coasts. Proc. 15th Coast. Eng. Conf., Honolulu, Hawaii, USA, 1976.

Strock, A. V. u. Noble, A. D.: Artificial Nourishment Projects in South-East Florida. M.T.S. Journal, Vol. 9, No. 3, 1975.

Swart, D. H.: Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles. Delft Hydr. Lab. Publ. No. 131, Delft, 1974.

Tornberg, G. F.: Sand Bypassing Systems. Shore and Beach, Oct. 1968.

Us Army Coast. Eng. Res. Cent.: Shore Protection Manual, Vol. II, Sect. 5.3 a. 5.5, 1973.

Vallianos, L.: Beach Fill Planning – Brunswick County, North Carolina. Proc. 14th Coast. Eng. Conf., Copenhagen, 1974.

Vera-Cruz, D.: Artificial Nourishment of Copacabana Beach. Proc. 13th Coast. Eng. Conf., Vancouver, 1972.

Watts, G. M.: Behavior of Beach Fill at Ocean City, New Jersey. Beach Eros. Board., Techn. Mem. 77, 1956.

Watts,G. M.: Behavior of Beach Fill and Borrow Area at Harrison County, Mississippi. Beach Eros. Board., Techn. Mem. 107, 1958.

Watts, G. M.: Behavior of Beach Fill at Virginia Beach, Virginia. Beach Eros. Board, Techn. Mem. 113, 1959.

Watts, G. M.: Mechanical Bypassing of Littoral Drift at Inlets. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 88, 1962.

Watts, G. M.: Trends in Sand Transfer Systems. Coast. Eng., Santa Barbara Spec. Conf., 1965.

Wenzel, D.: Morphologic Effects of Westerland Beach Nourishment 1972. Proc. 16th Coast. Eng. Conf., Hamburg, 1978.

Wiegel, R. L.: Sand Bypassing at Santa Barbara, California. Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 85, 1959.

Wiegel, R. L.: Oceanogr. Engineering. Prentice Hall Ser., Chapt. 18, 1964.

Zurmuhlen, F.: The Sand Transfer Plant at Lake Worth Inlet. Proc. 6th Coast. Eng. Conf., 1957.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen E:

Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz

Inhalt

1. Einführung und Begriffe 180
1.1 Formen und Konstruktionen 180
1.2 Begriffsbestimmungen 181
2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken 181
2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken . . . 181
2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben 182
2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks 182
2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks 184
2.2.2.1 Allgemeines 184
2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen . . . 184
2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes 186
2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks 187
2.3 Bemessung von Filtern 188
2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung 188
2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter 188
2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter 189
2.3.4 Regeln für Kunststoffilter 190
2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken 192
2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken 192
2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken 193
2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken 196
2.5 Ermittlung der Deckwerkshöhe 196
2.6 Fußausbildung von Deckwerken 197
2.7 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung 204
2.8 Unterbau und Deckwerk 205
2.9 Rauhdeckwerke 206
2.9.1 Hinweise zur Ausführung 206
2.9.2 Form und Anordnung der Rauhigkeitselemente 207
3. Konstruktion von Deckwerken 209
3.1 Asphaltbauweisen von Deckwerken 209
3.1.1 Allgemeines 209
3.1.2 Asphaltbeton bei geschlossenen Deckwerken 209
3.1.3 Asphaltverguß bei geschlossenen Deckwerken 210
3.1.4 Asphaltverguß bei offenen Deckwerken 210
3.1.5 Hohlraumreiches Bitumen-Mineralgemisch 211
3.1.6 Konstruktive Einzelheiten 214
3.1.6.1 Fußausbildung 214
3.1.6.2 Bermen- und Kronenausbildung 215
3.1.6.3 Durchwuchs von Pflanzen 216
3.2 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise 216
3.2.1 Asphaltbeton und Bitumen-Mineralgemische 216
3.2.2 Tages- und Arbeitsnähte 216
3.2.3 Bitumengestein 218
3.2.4 Asphaltverguß 218
3.2.5 Unterwassereinbau von Asphalt 218
3.3 Betonbauweisen von Deckwerken 219
3.3.1 Ortbeton für geschlossene Deckwerke 219

3.3.1.1 Allgemeines . . . 219
3.3.1.2 Unterwasserbeton . . . 220
3.3.1.3 Ausgußbeton . . . 221
3.3.2 Betonsteinpflaster für offene Deckwerke . . . 221
3.3.3 Betonsteinpflaster für geschlossene Deckwerke . . . 225
3.3.4 Vorgefertigte Betonplatten . . . 225
3.3.5 Bermen- und Kronenausbildung sowie Deckwerksoberfläche oberhalb MThw . . . 225
3.4 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise . . . 226
3.4.1 Ortbeton . . . 226
3.4.2 Unterwasserbeton . . . 226
3.4.3 Ausgußbeton und Fugenverguß . . . 227
3.4.4 Pflaster, Platten und Betonfertigteile . . . 227
3.5 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen . . . 228
3.5.1 Allgemeines . . . 228
3.5.2 Filter . . . 228
3.5.3 Deckschicht . . . 228
3.5.4 Schüttsteindeckwerk . . . 229
3.5.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster . . . 231
3.5.6 Drahtschotterbauweise . . . 231
3.6 Allgemeine Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken . . . 232
4. Strandmauern und andere Längswerke . . . 232
4.1 Strandmauern . . . 232
4.2 Längswerke aus Betonformkörpern . . . 235
4.3 Sandgefüllte Kunststoff-Gewebeschläuche . . . 236
4.4 Pfahlschutzwerk . . . 238
5. Kontrolle des Erhaltungszustandes von Längswerken . . . 239
5.1 Überprüfung der Bauwerksteile . . . 239
5.2 Strandbeobachtungen zur Kontrolle der Wirkung von Längswerken . . . 239
6. Beispiele ausgeführter Längswerkkonstruktionen . . . 240
7. Schriftenverzeichnis und Normen . . . 259

1. Einführung und Begriffe

1.1 Formen und Konstruktionen

Deckwerke und andere Längswerke, wie Ufermauern und Sonderformen, haben als Strand- und Dünenschutz die Aufgabe, durch Brandung, Strömung und Eis gefährdete Ufer zu sichern oder Dünen gegen Abbruch und Erosion zu schützen. Sie werden im deutschen Küstengebiet in vielerlei Formen und Konstruktionen, meistens nach empirischen Bemessungsregeln entworfen. Die Übergänge zwischen „Deckwerk" und „Mauer" sind fließend. Steile Bauwerke werden vielfach als Mauern bezeichnet, obwohl sie von ihrer Konstruktion her Deckwerke sind. Häufig wurden Bauwerke nach Sturmflutschäden verändert wiederhergestellt, so daß Mischkonstruktionen entstanden.

In der Gegenwart werden flachgeneigte Deckwerke gegenüber steilen Bauformen bevorzugt, da sie relativ geringe Anforderungen an die Standfestigkeit des Bodens stellen und die Beanspruchung des Bauwerkes durch die Brandung aufgrund der flächenhaften Energieaufnahme erheblich geringer ist. Das flachgeneigte, in offener oder geschlossener Bauweise hergestellte Deckwerk stellt daher die Hauptgruppe der in diesem Abschnitt behandelten Längswerke dar. Strand- und Ufermauern, die bis Mitte dieses Jahrhunderts eine große Bedeutung im Küstenschutz hatten, werden heute nur noch selten gebaut. Anforderungen des Fremdenverkehrs können aber auch heute noch für den Bau einer Strand- oder Ufermauer sprechen, insbesondere dann, wenn die Örtlichkeit wegen des großen Platzbedarfs kein flaches Deckwerk zuläßt und die hydrodynamischen Belastungen gering sind.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Neben den genannten Deckwerken, Strand- und Ufermauern sollen in diesen Empfehlungen einige Sonderbauweisen kurz behandelt werden. Es sind dies insbesondere wellenbrecherartige, uferparallel angeordnete Sicherungsbauwerke auf dem Strand aus Betonformkörpern und sandgefüllte Kunststoffschläuche. Dagegen bleiben Wellenbrecher, die *vor* der Küste im tieferen Wasser liegen und von der Lage her ebenfalls Längswerke sind, unberücksichtigt.

Allen hier behandelten Längswerken ist gemeinsam, daß sie von ihrer Form und Anordnung her den küstenparallelen Sedimenttransport nicht verzögern oder verhindern. Um auch das zu erreichen, werden davor Buhnen gebaut (s. Empfehlungen F) oder Strandauffüllungen vorgenommen (s. Empfehlungen D).

1.2 Begriffsbestimmungen

Längswerke sind küstenparallel angeordnete Bauwerke zum Schutz von Stränden, Dünen, Vorländern, Deichen oder sonstigen Anlagen vor Brandung, Strömung und Eisangriff. Zu unterscheiden sind Deckwerke, Strandmauern und sonstige Längswerke.

Deckwerke sind Bedeckungen von Böschungen mit Baukörpern, die durch Verbund und/oder Gewicht den angreifenden Kräften Widerstand leisten (Abb. 1).

Strandmauern – auch Ufermauern – sind Stützmauern und andere wandartige Bauwerke zur Sicherung von Steilkanten. Sie sind ohne Hinterfüllung standsicher (Abb. 1).

Als „sonstige Längswerke" werden ufernahe Schutzwerke in besonderen Bauweisen, z. B. aus Betonformkörpern, Pfahlwänden, sandgefüllten Schläuchen und dergleichen, bezeichnet.

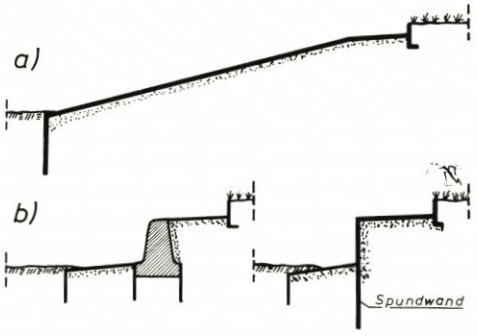


Abb. 1. Systemskizze von a) Deckwerken und b) Strandmauern

Hinsichtlich der Ausbildung der Deckwerke wird unterschieden zwischen offenen (wasserdurchlässigen) und geschlossenen (wasserundurchlässigen) Bedeckungen (s. 2.4.1). Eine offene Bedeckung kann auch aus dichten Teilen mit wasserdurchlässigen Fugen bestehen.

2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken

2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken

Ein Deckwerk muß gegen die äußeren Einwirkungen (s. Empfehlungen A) ausreichend bemessen werden. Hydrologische, topografische und morphologische Bedingungen, Bau-

weise und Zustand bereits vorhandener Anlagen und nicht zuletzt bautechnische und wirtschaftliche Überlegungen beeinflussen in vielfältigen Abhängigkeiten den Entwurf, so daß eine Normung allenfalls für einzelne Bauteile möglich ist. Deckwerke werden auch in Zukunft weitgehend nach Erfahrungswerten unter Beachtung bautechnischer Grundsätze entworfen werden müssen. Dabei sollen sie nicht nur den angreifenden Kräften standhalten, sondern auch so gestaltet sein, daß die Beanspruchungen großflächig verteilt werden.

Beanspruchungen durch brechende Wellen lassen sich durch eine flache Neigung mindern; bei Böschungen von 1 : 6 und flacher ist nicht mehr mit Sturzbrechern und den daraus resultierenden Druckschlägen zu rechnen. Wellenauflauf, Wellenreflexion und Eisstoß werden ebenfalls durch eine flache Neigung des Deckwerks, die auch bodenmechanisch vorteilhaft gegenüber steilen Bauformen ist, verringert. Auch eine konvexe Formgebung des Deckwerks führt zu geringerer Wellenauflaufhöhe.

Eine Analyse der an Deckwerken aufgetretenen Schäden zeigt im wesentlichen die folgenden Ursachen:

- Hinterspülung durch Wellenüberlauf und Spritzwasser,
- Unterspülung des Deckwerksfußes,
- Zerstörung des Deckwerks durch Druckschläge,
- Zerstörung des Deckwerks durch Wasserinnendruck infolge wechselnder Wasserstände.

In konstruktiver Hinsicht sollte daher ein Deckwerk folgenden Anforderungen genügen:

- Die dynamische Belastung durch die Brandung, insbesondere durch Druckschläge, muß schadlos aufgenommen werden können.
- Eine hinreichende Sicherheit gegen Abrutschen und Abheben muß gegeben sowie eine die Standfestigkeit gefährdende Bodenerosion ausgeschlossen sein.
- Alle der Lastabtragung und Standsicherheit dienenden Bauteile haben eine ausreichende Langzeitbeständigkeit aufzuweisen.

Infolge Veränderung des Verhältnisses zwischen Lohn- und Materialkosten und dem Fortschritt auf dem Baustoff- und Baugerätesektor sind die früher vielfach von Hand gesetzten, auf Mineralfilterschichten eingebauten, offenen Natursteindeckwerke, beispielsweise aus Basaltsäulen, weitgehend verdrängt und durch maschinell mit großer Tagesleistung wirtschaftlich herstellbare, geschlossene Decken aus Asphalt oder Beton oder durch vergossene oder vermörtelte Natursteindecken ersetzt worden.

Wirtschaftliche Gesichtspunkte beeinflussen erheblich die Entscheidung für ein offenes oder ein geschlossenes Deckwerk. Bei maschinellem Einbau bilden die Kosten für das Material und dessen Transport einen wichtigen Faktor. Hinzu kommen auch die örtlichen Gegebenheiten. Starker Grundwasserandrang wird eher zugunsten offener Deckwerke entscheiden lassen. Wichtig ist auch die mögliche Entwicklungsbreite; denn je größer diese ist, um so flacher kann ein Deckwerk gebaut werden und desto eher ist eine offene Bauweise angebracht, weil dann die Beanspruchungen geringer werden.

2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben

2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks

Die Standsicherheit eines Deckwerks gegen Abrutschen auf der Böschung kann als Verhältnis der zurückhaltenden zu den rutschungsfördernden Kräften (Abb. 2) wie folgt angegeben werden:

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$\eta = \frac{T}{g \cdot \sin\beta + S} = \frac{N \cdot \tan\varphi + c \cdot e}{g \cdot \sin\beta + S} \qquad (1)$$

Dabei ist $g = b \cdot e \cdot \gamma'$ (je m in Längsrichtung) mit γ' als Wichte unter Auftrieb, weil davon auszugehen ist, daß der Außenwasserspiegel zwischen den Lagen 1 und 2 (Abb. 2) mit der Wellenbewegung oszilliert, das unterhalb des Ruhewasserspiegels in den Poren der Decke enthaltene Wasser jedoch dem schneller fallenden Außenwasser nicht folgen kann. Es verbleibt daher in den Poren, womit sich der kleinste Wert von N ergibt.

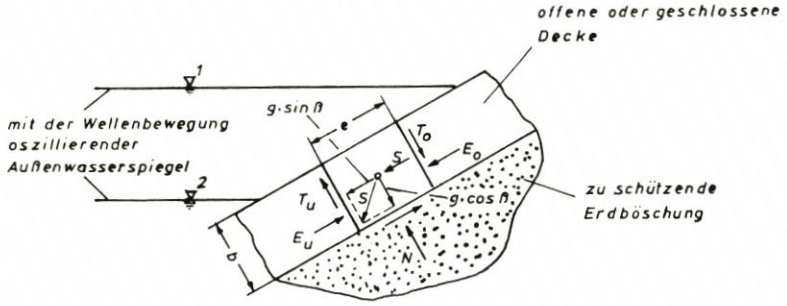


Abb. 2. Erläuterung zur Standsicherheit eines Deckwerks auf einer Erdböschung

Aus dem gleichen Grunde muß dann auch die Strömungskraft S als abtreibende Kraft zusammen mit $g \cdot \sin\beta$ im Nenner von (1) angesetzt werden, weil das Wasser in den Poren der Decke böschungsparallel abzufließen bestrebt ist und dabei Reibung in der Größe von $S = b \cdot e \cdot \gamma_w \cdot \sin\beta$ auf diese ausübt. Gegebenenfalls ist hier noch eine Schleppkraft des auf der Böschungsoberfläche abfließenden Wassers zu addieren. φ und c sind die Scherparameter des Deckwerks oder der Böschung selbst, je nachdem welche ungünstiger sind und auf der sicheren Seite liegen. Auch ist hier der Reibungsbeiwert zwischen einem Kunststoffilter und dem angrenzenden Material zu berücksichtigen, sofern das zum ungünstigsten Wert T führt. Die Wirkung der Seitenkräfte T_o, T_u, E_o, E_u auf den Teil der Decke $b \cdot e$ (je m in Längsrichtung) wird vernachlässigt, was zulässig ist, wenn $b \cdot e$ ein Teil aus einer langen, gleichartig beanspruchten Schicht ist, bei der sich Schichtdicke und Beanspruchung der Schicht aus dem Sickerwasserüberdruck nur sehr allmählich ändern. Damit folgt aus (1)

$$\eta \cong \frac{b \cdot \gamma' \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi + c}{b\,(\gamma' + \gamma_w) \cdot \sin\beta} \qquad (2)$$

und für $c = 0$, wie es bei offenen Deckwerken stets der Fall sein wird sowie mit $\gamma' \cong \gamma_w$ (z. B. nicht für NA-Steine)

$$\eta \cong \frac{\tan\beta}{2 \cdot \tan\varphi}$$

Für $\eta = 1$ führt dies zu der bekannten Bedingung für die örtliche Standsicherheit des oberen Bereichs einer Hangquelle – $\tan\beta < \tan\varphi/2$, wo das Sickerwasser ebenfalls eine böschungsparallele Richtung hat (Abb. 3).

Beispiel: für $\varphi = 35°$ und $\eta = 1$

$$\tan\beta = \frac{\tan\varphi}{2} = \frac{0{,}7002}{2} = 0{,}3501 = \frac{1}{2{,}86} \cong 1{:}3$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

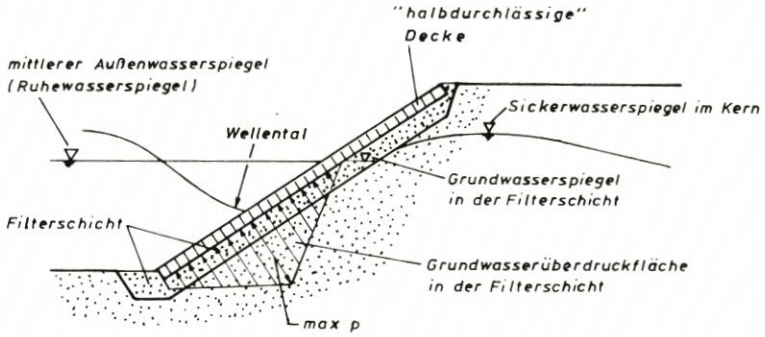


Abb. 3. Grundwasserüberdruck unter einem „halboffenen" Deckwerk auf einer Filterschicht, d. h. bei Nichteinhaltung der Filterregeln in der obersten Schicht der Decke

2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

2.2.2.1 Allgemeines

Geschlossene Deckwerke müssen für den Überdruck des Grund- oder Sickerwassers in der zu schützenden Erdböschung bemessen werden. Größe und Wirkdauer dieses Wasserüberdruckes hängen von der Charakteristik kritischer Tiden ab. Insbesondere im Falle von Sturmtidenketten kann der Grundwasserspiegel hinter einem geschlossenen Deckwerk durch von außen einsickerndes Wasser stark ansteigen. Die bei fallendem Außenwasser auftretenden Innenwasserdrücke unter dem Deckwerk, die ihrerseits wieder von der Durchlässigkeit des Bodens abhängen, vermindern die mögliche Reibungskraft zwischen dem Deckwerk und dem darunterliegenden Material. Wenn dabei die Komponente des Eigengewichtes der Decke in Richtung der Böschung die mögliche Reibungskraft übersteigt, treten im Deckwerk zusätzliche Beanspruchungen auf, die zu dessen Abrutschen führen können.

Mit den folgenden Angaben über die Bemessung von Deckwerken für die Belastung durch Grundwasser, das höher als das Außenwasser steht, werden zwei Ziele verfolgt: Einmal sind sie eine wesentliche Grundlage für die Beurteilung der zweckmäßigen konstruktiven Gestaltung von Deckwerken. Insoweit besteht ihr Nutzen weniger in der Berechnung quantitativer Größen als in qualitativen Angaben, welche die Ableitung von Konstruktionsgrundsätzen gestatten. Zum anderen gibt es Einzelfälle, die eine quantitative Berechnung erfordern, beispielsweise im Zusammenhang mit dem Abschnitt 2.4.2, „Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken", weil dabei die angreifenden Wasserdrücke relativ genau ermittelt werden können. Dieser Unsicherheit bei der Ermittlung der Belastung aus der Höhendifferenz zwischen dem nicht stationären Grundwasserspiegel und dem Außenwasser bei geschlossenen Deckwerken trägt die Praxis Rechnung, indem nur oberhalb MThw ein geschlossenes, darunter aber ein offenes Deckwerk angeordnet wird.

2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen

Wird das Deckwerk als dicht angesehen, so folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung (nach Abb. 2) parallel zur Decke für ein Teilchen mit dem Gewicht g

Die Küste, 36 (1981), 1-320

$$g \cdot \sin \beta - N \cdot \tan \varphi - c \cdot e + E_o - E_u = 0 \qquad (3)$$

Im Unterschied zum vorigen Abschnitt empfiehlt es sich, wegen der Schwierigkeiten, die hier mit der Anwendung des Archimedischen Prinzips verbunden sind, $g = b \cdot e \cdot \gamma_b$ zu setzen und die auf $b \cdot e$ wirkenden Wasserdrücke zu berücksichtigen, anstatt eine Strömungskraft S anzusetzen. γ_b ist dann die Wichte der Abdeckung ohne Auftriebsabzug.

Das Volumen $b \cdot e$ kann – wie im vorigen Abschnitt – als Teil einer langen, näherungsweise gleichartig beanspruchten Schicht angesehen werden, so daß wieder $E_o = E_u$ (und $T_o = T_u$) wird.

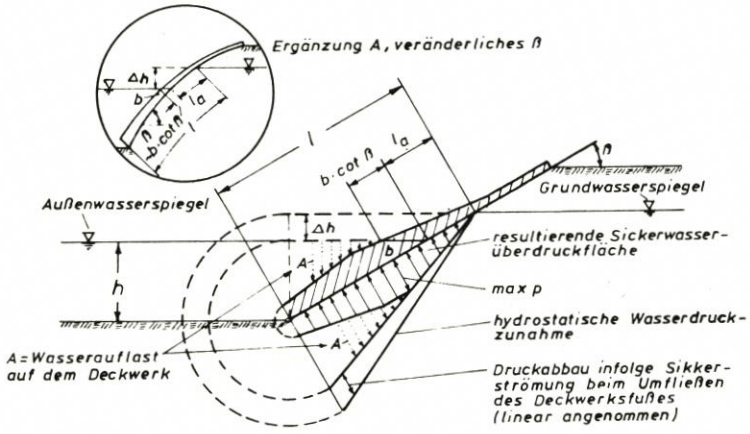


Abb. 4. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

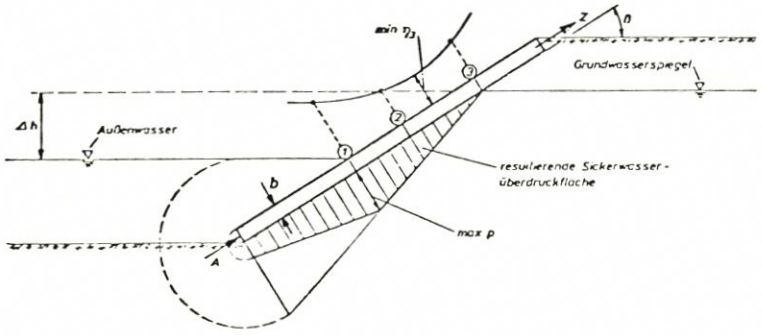


Abb. 5. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen als Ganzes

Die Normalkraft N (Abb. 4 und 5) ist

$$N = b \cdot e \cdot \gamma_b \cdot \cos \beta - \max p \cdot e \qquad (4)$$

Für die Scherparameter φ und c gilt wieder, daß die ungünstigsten der beteiligten Werte zu verwenden sind. Die Kohäsion wird dabei praktisch immer gegenüber der Reibung vernachlässigt.

Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich aus (3) und (4)

$$\max p = b \cdot \gamma_b \cdot (\tan \beta - \tan \varphi) \cdot \frac{\cos \beta}{\tan \varphi} \qquad (5)$$

Um die gesuchte Dicke b der Decke ermitteln zu können, muß der maximale Grundwasserüberdruck max p, in dem b ebenfalls enthalten ist, unabhängig von (5) ausgedrückt werden. Das geschieht (Abb. 4) wie folgt:

$$\max p = \left[(\triangle h + b \cdot \cos \beta) - \frac{l_a + b \cdot \cot \beta}{l} \cdot \triangle h\right] \cdot \gamma_w \tag{6}$$

Aus (5) und (6) folgt dann

$$b = \frac{\triangle h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \varphi}\right) - \gamma_w \left(1 - \frac{\triangle h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} = b_1 \tag{7}$$

Diese Deckenstärke b ist bei einfacher Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung an der Stelle des höchsten Sickerwasserüberdruckes max p erforderlich, sofern dieses Teilchen nicht von den Nachbarbereichen der Decke gestützt wird, d.h., wenn diese nicht in der Lage ist, Längskräfte zu übertragen.

2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes

Für den Fall, daß das Deckwerk Längskräfte überträgt, aber keine Biegesteifigkeit besitzt, muß an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p ausreichende Standsicherheit gegen Abheben der Decke von der Böschung vorhanden sein. Sonst wäre zu befürchten, daß sich unter den abgehobenen Deckenteilen die Sandoberfläche der Böschung unter Sickerwassereinfluß verformt und die Decke sich nach Abbau des Sickerwasserüberdruckes nicht wieder gleichmäßig auflegen kann, so daß z. B. Wellendruckschläge zu Zerstörungen führen.

Aus einer Gleichgewichtsbetrachtung senkrecht zur Decke folgt

$$b = \frac{\max p}{\gamma_b \cdot \cos \beta} \tag{8}$$

und mit (6) für max p ergibt sich

$$b = \frac{\triangle h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b - \gamma_w \left(1 - \frac{\triangle h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} \tag{9}$$

Die Anordnung der Deckenstärke b an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p erfüllt allerdings nur eine erforderliche Bedingung. Zusätzlich ist in diesem Falle nachzuweisen, daß die Decke als Ganzes ausreichende Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung besitzt. Wenn dann, wie bei Klei, keine Zugfestigkeit angesetzt werden darf, ist wie in Abbildung 5 zu verfahren: Zunächst wird für verschiedene Stellen n die maßgebende Sickerwasser-Überdruckfläche ermittelt (s. 2.2.2.4). Auf der Abbildung ist die Überdruckfläche für die Stelle n = 1 dargestellt. Für den Bereich unterhalb der Stelle n wird dann die Abrutschsicherheit zu

$$\eta = \frac{(G_n \cdot \cos \beta - P_{wn}) \cdot \tan \varphi + A}{G_n \cdot \sin \beta} \tag{10}$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

ermittelt. G_n ist dabei das Deckengewicht unterhalb der Stelle n – ohne Auftriebsabzug –, P_{wn} die entsprechende Resultierende der Sickerwasser-Überdruckfläche, A eine Stützkraft, z. B. aus einer Fußspundwand und Wasserdruck an dieser Stelle. Maßgebend ist dann der Minimalwert von $\eta_{3n} = \min \eta_3$. Durch diese Verfahrensweise werden die Teile der Böschungsbefestigung ausgeschlossen, die ihre Reserve an Abrutschstandsicherheit oberhalb der Kote von $\min \eta_3$ über Zug nach tiefer liegenden Bereichen abgeben müßten. Besitzt die Decke Zugfestigkeit, so vereinfacht sich die Berechnung entsprechend, weil dann das Gewicht der gesamten Decke G, gegebenenfalls auch eine Zugverankerungskraft Z angesetzt werden dürfen und lediglich die ungünstigste Wasserdruckfläche, die zu $\max P_w$ führt, nach Abbildung 5 zu ermitteln ist:

$$\min \eta = \frac{(G \cdot \cos \beta - \max P_w) \cdot \tan \varphi + A + Z}{G \cdot \sin \beta} \tag{11}$$

2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks

Zur Ermittlung der Dicke einer Decke nach den Formeln (7), (9) und (11) müssen für die fallenden Außenwasserstände die gleichzeitig auftretenden Sickerwasserdrücke $\triangle h$ in m Wassersäule in der geodätischen Höhe der Außenwasserstände bekannt sein. Eine vereinfachte Darstellung von $\triangle h$ ist in Abb. 4 für linearen Druckabbau bei der Umsickerung der Decke angegeben. Dabei ist zu beachten, daß die geodätische Höhe des Außenwasserspiegels nicht mit dem mittleren Ruhewasserspiegel vor dem Deich identisch ist, sondern der Außenwasserspiegel nach Ablaufen einer Welle, d. h. entsprechend dem Wellental, berücksichtigt werden muß. Insofern sind die Differenzwerte zwischen Außen- und Grundwasserspiegel um die halbe Wellenhöhe vergrößert worden.

Die größte Dicke einer dichten Decke ist am Böschungsfuß erforderlich (Abb. 6). Sie ergibt sich, wie der größte Sickerwasserüberdruck max p, immer in einer mittleren Höhenlage zwischen höchstem Sickerwasserspiegel hinter dem Deckwerk und dem tiefsten Außenwasserspiegel. Die Ermittlung entsprechender Grund- und Außenwasserstände ist schwierig. Oft müssen auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden. Die daran anzuschließende Ermittlung der nicht stationären Sickerwasserströmung in der zu schützenden Erdböschung ist eine Funktion der wechselnden Außenwasserstände. Derartige Untersuchungen

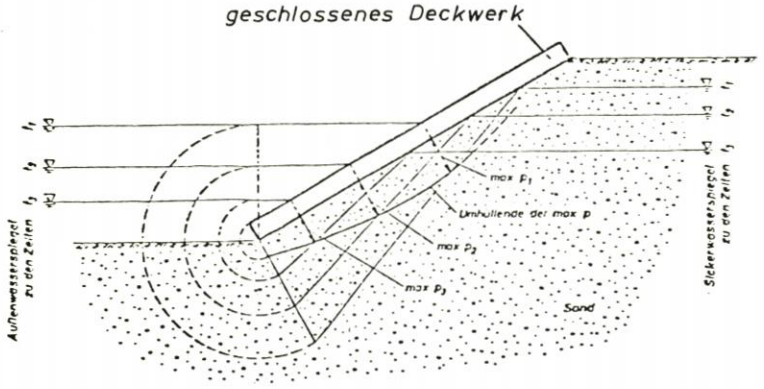


Abb. 6. Ermittlung der maximalen Sickerwasserüberdrücke max p nach Größe und Ort für korrespondierende Sicker- und Außenwasserspiegellagen

lassen sich unter Anwendung der rechnerischen Methode der finiten Elemente oder mit Analogrechnern ausführen, wobei in jedem Falle die Berücksichtigung des kapillaren Wasserhaltevermögens des Bodens nur ungenau möglich ist.

2.3 Bemessung von Filtern

2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung

Offene Deckwerke erfordern den Einbau von Filtern, um ihre Funktionsfähigkeit und ihre Standfestigkeit zu erhalten. Filter als Grenzschicht zwischen dem Deckwerk und dem zu schützenden Erdkörper müssen so aufgebaut sein, daß

- ein ausreichendes Bodenrückhaltevermögen vorhanden ist, damit durch Sickerwasserströmungen und durch Turbulenzeintrag brechender oder ausbrandender Wellen keine Bodenteilchen aus dem tragenden Untergrund herausgelöst werden (Sperrbedingung), und
- ein günstiges Wasserdurchlässigkeitsverhalten ohne nennenswerten Durchflußwiderstand gegeben ist, so daß sich auch bei plötzlichem Abfall des äußeren Wasserspiegels kein für das Deckwerk schädlicher Wasserdruck einstellen kann.

Ferner darf durch den Deckwerks- und Filteraufbau die Standfestigkeit von Böschungen nicht durch hydraulischen Grundbruch gefährdet werden. Diese Bedingungen sind materialunabhängig und können sowohl durch Kornfilter – ungebundene oder gebundene _ wie auch durch Filter aus durchlässigen Kunststoffen – geotextile Filter – erreicht werden.

2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter

In der Vergangenheit sind eine Reihe von Filterregeln – zum größten Teil experimentell – entwickelt worden, von denen einige angegeben werden.

Dabei bedeuten D die Korndurchmesser des Filtermaterials und d die des auszufilternden Bodens. U_D und U_d sind die entsprechenden Ungleichförmigkeitszahlen D_{60}/D_{10} bzw. d_{60}/d_{10}. Vom US Bureau of Reclamation wird vorgeschlagen, gleichzeitig einzuhalten

$$\text{bei } U_d < 5: \qquad 5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$$

$$\text{bei } U_d > 5: \qquad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \qquad\qquad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

wobei im Filter keine Steine > 65 mm und nicht mehr als 5 % mit d < 0,074 mm, d. h. $d_5 < 0{,}074$ mm, enthalten sein dürfen.

Die Regeln vom US Corps of Engineers sind

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \qquad \frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$$

Nach Terzaghi und Peck (1961) soll sein:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \ldots 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \ldots 5$$

Die Küste, 36 (1981), 1-320

In diesem letzteren Fall soll $D_{15} < a \cdot d_{85}$ die Sperrbedingung erfüllen, daß kein feines Bodenkorn in die Poren des Filters wandert und $D_{15} > b \cdot d_{15}$ die rückstaufreie Wasserabführung gewährleisten.

Um arbeitsintensive Stufenfilter aus mehreren Filterschichten zu vermeiden, die besonders nach der verhältnismäßig strengen Formel von TERZAGHI-PECK erforderlich sind, werden auch Mischkiesfilter verwendet, in denen sich eine stabile Formverteilung erst während ihrer Durchströmung einstellt. Zum Beispiel wird für Mischkiesfilter nach der *Empfehlung 32 der EAU* folgende Rezeptur angegeben:

$$\begin{aligned} 1\ m^3 \text{ aus } d &= 30 \ldots 50 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}35\ m^3 \text{ aus } d &= 7 \ldots 15 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}28\ m^3 \text{ aus } d &= 1 \ldots 3 \text{ mm Körnung} \end{aligned}$$

Diese Mischung ist stabil gegen Mittelsand mit einer mittleren Korngröße von d = 0,5 mm. Stabilität gegen Feinsand erfordert das Vorschalten einer Lage Mittelsand.

Die angegebenen Formeln sind nicht für Fälle erprobt, in denen das Vorzeichen des Sickerströmungsgefälles wechseln kann. Bei offenen Deckwerken an der Küste ist jedoch gerade dieser Fall gegeben. Er ist insofern ungünstiger, als eine Stabilisierung der Filterwirkung nach anfänglicher Auswaschung von feinen Bodenteilchen (Kontaktsuffusion) hier erschwert wird, die sich bei richtungskonstanter Sickerströmung im Boden an der Schichtgrenze zum Filter mit der Zeit häufig einstellt. Deshalb empfiehlt es sich, bei Wechselgefällen die Filterregeln nach der vorsichtigen Seite auszulegen. Eine vorsichtige Anwendung dieser Filterregeln ist auch im Hinblick auf die Wellenbeanspruchung einer durchlässigen Außenböschungsdecke erforderlich, weil die starken Turbulenzen der auf die Böschung auflaufenden Wellen sonst die feineren Bodenteilchen aus dem Untergrund durch die Fugen und Hohlräume des Deckwerks herauslösen. Für bindigen Boden mit merklicher Kohäsion (Plastizitätszahl $I_P > 10\,\%$) gelten die angegebenen Filterregeln nicht. D_{50}/d_{50} darf dann zu 100 bis 150 gewählt werden.

Von der anwendungstechnischen Seite ist darauf hinzuweisen, daß Filterschichten wegen der im Baubetrieb unvermeidlichen Ungenauigkeit wenigstens 15 bis 20 cm stark vorgesehen werden. Außerdem ist zu fordern, daß sie die eintretende Sickerwassermenge mit zweifacher Sicherheit abführen.

Im Unterwassereinbau ist die Entmischungsgefahr zu beachten, so daß ungebundene Kornfilter mit einem großen Ungleichförmigkeitsgrad möglichst dicht an die Einbaustelle ohne freien Fall durch das Wasser zu bringen sind.

Für ungebundene Kornfilter ist ferner grundsätzlich zu beachten, daß die o. a. Filterregeln in zweierlei Richtung berücksichtigt werden, sowohl gegenüber dem zu schützenden Boden als auch der Decklage, so daß der Filter selbst nicht erodiert werden kann.

2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter

Für gebundene Kornfilter gelten die gleichen Regeln wie für ungebundene. Da gebundene Kornfilter jedoch selbst nicht erodiert werden können, ist die Bemessung nur gegenüber dem zu schützenden Boden erforderlich. Daraus ergeben sich im allgemeinen einfachere Konstruktionen.

Für Bitumensand hat die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, in einer Untersuchung an Binnenwasserstraßen die Eignung als langzeitbeständige Filterlage in Uferdeckwerken unter hochbeanspruchten Decklagen und auf erosionsgefährdetem, sehr feinkör-

nigem Boden festgestellt. Dasselbe gilt für Bitumensand nach jahrelangem Einsatz in exponierten Küstenschutzwerken. Jedoch sind dabei folgende Fakten bemerkenswert:

- Die Durchlässigkeit zeigte an einem praktischen Fall, daß der für den Bitumensand eingesetzte gleichförmige Mittelsand (D_{15} = 0,22 mm, D_{50} = 0,3 mm, U = 1,5) ohne Bindemittel einen Durchlässigkeitskoeffizienten k = 4,5 × 10^{-2} cm/s aufwies, der nach einer Umhüllung mit 3,2 Gew.-% Bitumen nur um eine Zehnerpotenz auf 4,5 × 10^{-3} cm/s abfiel.
- Beim Einbau unter Wasser kann auf den Einsatz von Tauchern verzichtet werden, da der Bitumensand im heißen Zustand bei Verarbeitungstemperaturen zwischen 100 und 130 °C eine ausreichend niedrige Viskosität besitzt, die dort ein Ausbreiten ohne verbleibende Kavernen und das Verhüllen größerer Hohlräume der Unterlage ermöglicht.
- Unterwassereinbau ist wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse nahtlos möglich.
- Der Anschluß an seitliche Begrenzungen ist ebenfalls unter Wasser wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse ohne Tauchereinsatz und komplizierte Verbindungskonstruktionen möglich.
- Die Masse ist wegen der adhäsiven Korn-zu-Korn-Bindung erosionsbeständiger als die Mineralkornschüttung auf einen geotextilen Filter; darüber hinaus kann eine Deckenschüttung auf Bitumensand beliebig grobkörnig sein, weil die Filterregeln gegen austretendes Sickerwasser hier unerheblich sind.
- Bitumensand kann – auch unter Wasser – mit beliebig großer Schichtdicke hergestellt werden, hat also Volumenausdehnung statt bloßer Flächenausdehnung. Er hat damit reibungswirksames Gewicht auf der Unterlage, ohne eine besondere Deckschicht zu haben, wodurch er uplift-Kräften aus darüberschießendem Wasser besser standhalten kann als nicht gebundenes Schüttmaterial.

2.3.4 Regeln für Kunststoffilter

Durch Kunststoffilter – neuerdings als geotextile Filter bezeichnet – können eine oder mehrere Schichten des erforderlichen Kornfilters eines offenen Deckwerks ersetzt werden. Der Einsatz ist insbesondere beim Einbau unter Wasser und bei Böden mit großem Feinkornanteil technisch und wirtschaftlich zweckmäßig. In Kunststoffiltern übernimmt eine sehr dünne und relativ leichte Schicht die Filterfunktion. Der Kunststoffilter ist daher in der Regel als Flächenfilter anzusehen, während der Erdstoffilter infolge der schon aus bautechnischen Gründen notwendigen Dicke stets als Raumfilter wirkt, bei dem in allen drei Dimensionen eine Filter- oder Dränwirkung angesetzt werden kann. Er muß besonders sorgfältig bemessen werden, da die ständigen, tidebedingten Wasserstandsschwankungen und die zeitweise erhebliche Seegangsbeanspruchung zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung und zu dynamischen Beanspruchungen führen können. Filter und Deckschicht müssen sicherstellen, daß Wasser aus dem durch sie geschützten Boden möglichst drucklos entweichen, aber keine Bodenteile ausspülen kann. Wegen der Schwergewichtsbauweise der Deckschicht muß der Kunststoffilter eine ausreichende mechanische Festigkeit aufweisen. Diese, insbesondere Dehnung und Reißfestigkeit, muß abgestimmt sein auf

- die Beanspruchung beim Einbau der Deckschicht. Unter schweren Schüttungen empfiehlt sich eine Schutzschicht aus Schotter oder grober Schlacke auf dem Kunststoffilter; bei leichten Bauweisen und Pflasterungen reicht vielfach eine Schilfrohrmatte.
- die Beanspruchung bei Verformungen, Setzungen und ggf. Ausspülungen des Untergrundes. Anpassung durch entsprechendes Dehnverhalten und eine auf das Gewicht der

Deckschicht abgestimmte Reißfestigkeit sind zu verlangen. Kann der geotextile Filter bei sehr schweren Deckschichten der Belastung bei möglichen Verformungen des Untergrundes nicht standhalten, so sollte ihm eine entscheidende Funktion im Filteraufbau nicht übertragen werden.

- mechanische Beanspruchungen durch Scheuern der Deckschichtsteine infolge Strömungs-, Wellen- und Eiskräften.

Geotextile Filter werden in Form von Geweben und Vliesstoffen verwendet. Zur Gewährleistung der Filterwirksamkeit müssen die Öffnungsweiten auf die Größe der auszufilternden Bodenteilchen abgestimmt werden. Zu ihrer Kennzeichnung kann die „wirksame" Öffnungsweite D_w als fiktiver und versuchsabhängiger Wert aus Naßsiebungen mit Testsanden oder dem anstehenden Boden ermittelt werden. Abhängig vom Feinheitsgrad der Einzelfäden und von der Bindungsart sind bei Geweben nach bisherigen Erfahrungen untere Grenzwerte der wirksamen Öffnungsweite von $D_w = 0{,}10$ bis 0,12 mm erreichbar. Vliesstoffe ermöglichen wesentlich geringere wirksame Öffnungsweiten, hier zusätzlich beeinflußt durch die Stärke der Filtermatte.

Die Eigenschaften geotextiler Filter wurden in Versuchen ermittelt, um die Anwendungsgrundlagen, insbesondere für Bauwerke des Insel- und Küstenschutzes, aufzustellen. Zur Kennzeichnung der Kunststoffilter wurde die „wirksame" Öffnungsweite D_w bestimmt und zu den d_{50}-Werten (Korngröße bei einem Siebdurchgang von 50 %) der abzufilternden Bodenarten in Beziehung gesetzt. Aus den Versuchen mit gleichförmigen Sanden im Fein-Mittelsand-Bereich (d_{50} = 0,09 mm bis 0,34 mm) wurden unter Berücksichtigung von Sicherheitszuschlägen bei der Sperrbedingung die folgenden Bemessungsgrundsätze abgeleitet:

$$D_w \cong d_{50}$$

und ohne hinreichende Stützung, wie beispielsweise bei Steinschüttung auf Kunststoffilter:

$$D \cong 0{,}6\ d_{50}$$

Andere Dimensionierungsverfahren sind in der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, und dem Waterloopkundig Laboratorium, de Voorst, Niederlande, entwickelt worden.

Wenn nach den Erdstoff-Filterregeln mehrere Filterschichten angeordnet werden müssen, können diese unter Umständen durch einen einzigen Kunststoffilter ersetzt werden. Solche Fälle liegen zum Beispiel vor, wenn die Schichtgrenze zwischen feinem und grobem Material nicht sehr stark geneigt ist und der feine Boden den Kunststoffilter nicht in die Poren des groben Materials hinein ausbauchen kann. Bei starker Neigung der Schichtgrenze und sehr großen Hohlräumen des groben Materials ist auch daran zu denken, daß in die Hohlräume des groben Materials auf einer Böschung ablaufendes Wasser durch den in den Porenräumen nicht fest auf dem Boden aufliegenden Filter hindurchwirkt und einen Wasserabfluß auch zwischen Filter und Boden zur Folge hat, der zu undurchlässigen Umlagerungen des Bodens unter dem Kunststoffilter führen kann. Ferner darf das aufliegende Steinmaterial nicht den Kunststoffilter durch Scheuerbewegungen oder an Druckstellen zerstören. Dann ist dazwischen eine nur hinsichtlich des Steinmaterials filterfeste Bettungsschicht zu legen, wenn nicht die mechanische Festigkeit des Kunststoffilters ausreicht, um derartigen Beanspruchungen zu widerstehen.

Auf bindigem Boden sollten Kunststoffilter mit Vorbehalt verwendet werden, wenn dessen Belastung durch das auf dem Kunststoffilter liegende gröbere Material nicht gleichmäßig genug verteilt ist. Die Oberfläche des bindigen Bodens kann dann unter dem Kunststoffilter aufweichen und diesen dicht verschlämmen, wodurch sich auf den Böschungen eine rutschgefährliche Schmierschicht bilden kann.

Eine Vielzahl geotextiler Filter wird angeboten. Daher müssen die Prüfverfahren darauf abgestimmt sein, schnell zu entscheiden, welcher Filter technisch geeignet und wirtschaftlich günstig ist. Die geforderte schnelle Prüfung gestattet es im allgemeinen nicht, die tatsächliche Filterbeanspruchung bei der Prüfung wirklichkeitsgetreu zu simulieren, sondern es müssen einfache und rigorose Prüfverfahren angewendet oder entwickelt werden, deren Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen.

Neben der Sperrbedingung muß eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit gewährleistet sein. Der Durchflußwiderstand der Schicht „Filter + Boden" muß so gering sein, daß das Wasser praktisch druckfrei abfließen kann. Nach der unter „Sperrbedingung" beschriebenen Bemessung nach RAGUTZKI ist auch diese Bedingung hinreichend erfüllt. Ausreichend für die Durchströmbarkeit ist, wenn die Wasserdurchlässigkeit des Filters um eine 10er Potenz größer ist als der k-Wert des Bodens. Das gilt auch für das Durchlässigkeitsverhalten einer durchlässigen Decklage zum darunterliegenden Filter oder Boden.

Die Lagestabilität ist gewährleistet, wenn beim Verlegen von Kunststoffiltern auf Böschungen der Reibungskoeffizient zwischen Filter und Boden ausreicht, um das Abrutschen des Kunststoffilters mit der aufliegenden Decke auszuschließen. Da das Reibungsverhalten unter Wasser etwas ungünstiger ist als im Trockenen, sollten entsprechende Versuche unter Wasser ausgeführt werden. Außerdem ist zu beachten, daß der Reibungskoeffizient von der Körnung des Bodens, der Filterart und der Normalspannung zwischen Filter und Boden abhängig ist. Insofern sind bei diesem Versuch die natürlichen Verhältnisse des Einzelfalles zu simulieren, sofern keine anwendbaren Erfahrungen vorliegen.

Kunststoffilter müssen ferner eine ausreichende mechanische und thermische Festigkeit, eine genügende Licht- und Alterungsbeständigkeit, Chemikalienbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Organismen und Nagetiere haben. Die thermische Festigkeit ist z. B. gegen heiße Asphaltmasse erforderlich.

Die intensive Ultraviolett-Strahlung und die chemischen und biologischen Einwirkungen an der See bedingen eine entsprechende Dauerfestigkeit des Kunststoffmaterials. Außerdem ist das Festigkeitsverhalten im Wasser zu untersuchen. Bei Polyamiden – Nylon und Perlon – nimmt unter Spannung beim Naßwerden (Wasseraufnahme ca. 7 %) die Dehnung um etwa 10 % zu und die Reißfestigkeit um rd. 10 % ab. Hinsichtlich der langzeitigen Beständigkeit gegen UV-Strahlen und gegen Mikroorganismen sowie gegen Ermüdungserscheinungen bei Dauer- oder Wechsellasten können bei vielen Kunststoffen noch keine erschöpfenden Aussagen gemacht werden. Auf die weiteren Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau vom Arbeitskreis 14 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau wird hingewiesen.

Die Prüfung der mechanischen Festigkeit ist auf verschiedene Weise möglich. Die Nachweise über die Eignung des Materials und die Prüfung der Lieferung sind von den Herstellern anzufordern.

2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken

2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken

Deckwerke an sandigen Küsten, die in der Regel nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an den dichten Untergrund anschließen, sollten grundsätzlich entweder als offene Decken,

Die Küste, 36 (1981), 1-320

die einwandfrei die Filterbedingungen erfüllen, oder aber als vollkommen dichte Böschungsbeläge ausgebildet werden (Tab. 1).

Zwischenformen, wie halbdurchlässige Decken, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken des austretenden Sickerwassers und sind weder hinsichtlich ihrer Abrutschsicherheit noch ihrer Abhebsicherheit beurteilbar; sie bilden somit ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann nicht abgeholfen werden, indem unter solchen „halbdurchlässigen" Böschungsbelägen eine Filterschicht mit Anschluß an das freie Außenwasser angeordnet wird (Abb. 3). Die Folge waren mehrfach Mißerfolge, weil sich in einer solchen Filterschicht – etwa in Höhe des tideveränderlichen mittleren Außenwasserspiegels – ziemlich unabhängig vom Sickerwasserspiegel im feineren Sand des Kernes ein Grundwasserspiegel einstellt. Dieser kann wegen der Reibung des Grundwassers am Korngerüst der Filterschicht seine Höhenlage nicht so schnell verändern, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Entsteht vor dem Deckwerk ein Wellental, so bleibt der Grundwasserspiegel in der Filterschicht dann auf der Höhe des mittleren Außenwasserstandes, wodurch ein Überdruck des Wassers im Filter auf die „halbdurchlässige" Böschungsdecke erzeugt wird. Da die Flächenlast solcher Decken unter Auftrieb im allgemeinen kaum größer als 5 kN/m^2 ist, die Wellentäler davor aber leicht über 1 m tief sind und dann Grundwasserüberdrücke von über 10 kN/m^2 unter der Decke auslösen, ist es nicht überraschend, wenn Schäden auftreten.

Ein Nachteil der offenen Böschungsbeläge ist auch darin zu sehen, daß Wellendruckschläge (s. Empfehlungen A) sich durch voll wassergesättigte Fugen der Decke unterhalb des mittleren Außenwasserspiegels (Ruhewasserspiegel) fortpflanzen und deren Bestandteile hydraulisch – vor allem seitlich – auseinanderdrücken. Bei einem abhebend gerichteten Druck, z. B. in einem verzahnten Deckwerk aus Formsteinen, entspannt sich der Überdruck sofort, weil dessen Dauer nur in der Größenordnung von Hundertstelsekunden liegt. Allerdings muß in diesem örtlichen Abhebezustand die Stützung in der Böschungsebene durch Längskraftwirkung intakt bleiben.

Für ebene, dichte Decken besteht nicht die Gefahr solcher in die Böschungsebene umgelenkter Druckschlagkräfte der Wellen. Offenbar sind vereinzelte Schäden an Asphaltbetondecken – auch auf gut verdichtetem Sanduntergrund – nicht durch Druckschläge, sondern durch Grund- oder Sickerwasserüberdrücke verursacht worden.

2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken

Die Abbildungen 4 und 6 zeigen, wie der Wasserdruck unter geschlossenen Decken ermittelt wird. Dabei wurde vorausgesetzt, daß der Untergrund eine gleichartige Wasserdurchlässigkeit hat. Werden Filter eingebaut, die das Sickerwasser aus dem Untergrund druckfrei abführen, so ist zu fordern, daß ihre Durchlässigkeit etwa eine 10er Potenz größer als die des abzufilternden Bodens ist. Dann wird der Wasserspiegel im Filter, wenn er z. B. die in Abb. 3 angegebene Lage unter einem geschlossenen Deckwerk hat, wie dort angegeben vom Ruhewasserspiegel des Außenwassers bestimmt, d. h., er ist vom Sickerwasserspiegel und -druck im Untergrund unabhängig. Dementsprechend wird der Überdruck auf das Deckwerk allein von der Höhendifferenz des Filterwasserspiegels zum Wellental vor dem Deckwerk bestimmt, und die Bemessung gemäß den Abbildungen 4 und 6 ist unabhängig vom Sickerwasserspiegel im Untergrund. Der Unterschied zu den halbdurchlässigen Deckwerken ist lediglich, daß dann der Überdruck nach den Abbildungen 4 und 6 genauer ermittelt werden kann, wobei max p größer ist. Der Übergang zum offenen Deckwerk bedeutet in diesem Zusammenhang, daß seine Durchlässigkeit groß genug ist, um Sickerwasser aus dem Filter bei

Tabelle: 1

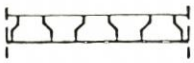
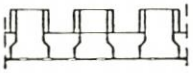
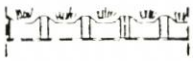
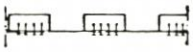
	Offene Deckwerke	
1		Asphalteingußdecke, ein- oder mehrlagig (geringe Wasserdurchlässigkeit)
2		Betonsteinpflaster mit Horizontal- oder/und Vertikalverbund (Doppelverbund) auf Kunststoffilter
3		Steinschüttung mit vollem Asphaltverguß auf Filter aus Bitumensand oder Kunststoff (geringe Durchlässigkeit)
4		Betonsteinpflaster als Rauhdeckwerk mit Doppelverbund auf Kunststoffilter
5		Steinschüttung mit teilweisem Asphalt auf Filter aus Bitumensand oder Kunststoff
6		Betongittersteine (Rasenkammersteine) auf Kunststoffilter
7		Steinsatz mit teilweisem Asphaltverguß als Rauhdeckwerk, Filter aus Bitumensand oder Kunststoff
8		Blockmatte aus Betonsteinen mit Kunststoffnägeln auf Kunststoffilter befestigt
9		Mastixgestein (meist Schotter), Filter aus Bitumensand oder Kunststoff
10		Steinschüttung mit kolloidalem Zementmörtel verklammert auf Kunststoffilter
11		Basaltsäulen auf Grand oder Schotter und Kunststoffilter
12		Steinsatz mit kolloidalem Zementmörtel verklammert, Filter als Zementverfestigung oder Kunststoffilter

Tabelle: 1 (Fortsetzung)

Offene Deckwerke		
13		Findlinge auf Grand, Schotter und Kunststoff-filter
14		Betonmatte aus mit kolloidalem Mörtel gefüllten Doppelgewebebahnen und Nullwebungen
15		Steinsatz auf Grand oder Schotter und Kunststoffilter
16		Schüttsteine auf Grand oder Schotter und Kunststoffilter
Geschlossene Deckwerke		
17		Asphaltbeton (ein- oder mehrlagig), Rauhdeckwerk durch Aufkleben von Asphaltrippen oder Betonelementen
18		Ortbeton (mit Preßfuge), Rauhdeckwerk durch Aufkleben von Betonelementen
19		Steinschüttung mit übervollem Asphaltverguß (mindestens 1 cm Steinüberdeckung)
20		Vorgefertigte Betonplatten mit Fugenverguß (z. B. 1,0 m x 2,0 m)
21		Ausgußbeton, das Korngerüst wird mit kolloidalem Zementmörtel gefüllt
22		Steinschüttung, dicht vergossen mit kolloidalem Zementmörtel
23		Wasserdichte Betonmatte, mit kolloidalem Zementmörtel gefüllte Doppelgewebebahnen (ggf. mit Kunststoff-Folienunterlage)

der Druckdifferenz zwischen Ruhewasserspiegel in Filter und Wellental im Außenwasser rückstaufrei abführen zu können, d. h. max p = 0.

Die Anordnung von Filtern lediglich im Fußbereich von geschlossenen Deckwerken (Abb. 7) kann die Sickerwege und die Wasserüberdrücke max p (Abb. 4 und 6) erheblich vermindern. Solche Filter sind immer daraufhin zu untersuchen, ob in ihnen selbst nicht unabhängig vom Sickerwasserspiegel in der Erdböschung Wasserüberdrücke (Abb. 6) entstehen können, wenn der Ruhewasserspiegel des Außenwassers so tief steht, daß die Filterstrecke nicht mehr voll unter Wasser liegt. Ist nämlich für diesen Fall max p in der Lage, das Deckwerk beim Wellental davor etwas anzuheben, so beginnt dieses zu „flattern" und wird früher oder später zerstört. Ein ursprünglich einwandfreier Fußfilter kann durch eine Auflandung (Abb. 7) im Laufe der Zeit zu großem Sickerwasserüberdruck max p führen.

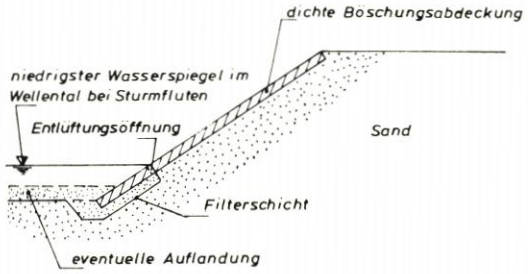


Abb. 7. Filter im Böschungsfußbereich unter einer geschlossenen Decke

Für Bauweisen mit Filtern unter Decken können die maßgebenden Wasserspiegel im Filter und für das Wellental vor dem Deckwerk recht genau festgelegt werden. Dementsprechend können auch die Regeln im Abschnitt 2.2.2.4 zur Bemessung der Dicke einer Decke mit recht guter Genauigkeit angewendet werden.

2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken

Betonsteinpflaster sollten nicht auf Raumfiltern verlegt werden. Diese Empfehlung beruht auf der in den letzten Jahren gewonnenen Erfahrung, daß Betonsteinpflaster auf Raumfiltern eher Schäden erlitten haben als auf dem Untergrund verlegte, die zum Schutz gegen Erosion von Bodenteilchen durch die Pflasterfugen lediglich einen geotextilen Filter (Flächenfilter) erhielten. Wenn in Abb. 2 zum Beispiel die Durchlässigkeitsbeiwerte von Untergrund, Filter und Deckwerk mit k_U, k_F und k_D bezeichnet werden, muß sich $k_D : k_U$ wie 100 : 1 verhalten, da die sichere Dimensionierung des Filters zur druckfreien Abführung des aussickernden Wassers $k_D : k_F = k_F : k_U = 10 : 1$ bedingt. Entfällt dagegen der Raumfilter, so ist das erforderliche Verhältnis von $k_D : k_U$ nur noch 10 : 1 statt 100 : 1.

2.5 Ermittlung der Deckwerkshöhe

Die Höhe des Deckwerks ist entsprechend dem Bemessungswasserstand (maßgebender Sturmflutwasserstand) und dem Wellenauflauf gemäß den „Empfehlungen A" festzulegen. Dabei ist der Wellenauflauf nach hydrodynamischen Gesetzmäßigkeiten u. a. abhängig von

Die Küste, 36 (1981), 1-320

der Böschungsneigung, der Rauhigkeit der Deckwerksoberfläche, dem Wellenklima, der Lage zur Wind- und Wellenrichtung und der Strandhöhe.

Jüngste Beobachtungen haben ergeben, daß darüber hinaus der Auflaufschwall, insbesondere auf flachen, glatten Böschungen, noch erheblich vom Sturm selbst hochgepeitscht werden kann. Außerdem entsteht beim Auftreten der Brecher auf steile Wände ein senkrecht hochschießender Schwall, der vom Sturm als Gischt binnenwärts getrieben werden kann.

Ein Deckwerk ist an sandigen Ufern so hoch zu ziehen, daß der Wellenauflaufschwall oberhalb oder dahinter den Boden nicht erodieren kann. Soweit Sand am Übergang nicht durch Bewuchs und/oder bindigen Boden festgelegt ist, muß das Deckwerk auch die höchsten Wellenaufläufe kehren.

2.6 Fußausbildung von Deckwerken

Der Deckwerksfuß kann folgende Aufgaben erfüllen:
- Sicherung des Deckwerks bei Höhenabnahme des davor liegenden Strandes,
- Stützung des Deckwerks gegen Abrutschen auf der Unterfläche,
- Ableitung des Grundwasserzuflusses.

Üblich sind zwei grundsätzlich unterschiedliche Bauweisen für den Deckwerksfuß:
- vertikale Sicherung in Form einer Spundwand oder Pfahlreihe (Abb. 8) und
- horizontale – ggf. flachgeneigte – Sicherung in Form einer Fußvorlage (Abb. 9).

Kombinierte Bauweisen sind möglich (Abb. 10).

Ausreichend tiefe vertikale Sicherungen wie Spundwände und Pfahlreihen bilden insbesondere bei plötzlicher, starker Strandabnahme durch Sturmfluten eine gute Sicherheit gegen Unterspülung des Deckwerks. Sie können außerdem das Deckwerk gegen Abrutschen stützen. Ihre Stützfunktion ist für alle Deckwerke mit Neigung steiler als 1 : 4 wichtig, denn auf eine Stützung gegen Abrutschen kann nur bei schlufffreiem Sand in der Böschungsunterlage bei Neigungen von 1 : 4 und flacher und gesicherter Grundwasserabführung verzichtet

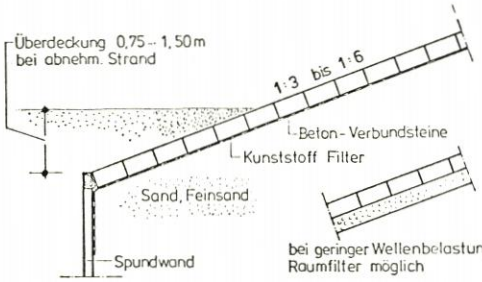


Abb. 8. Vertikale Fußausbildung eines offenen Deckwerks

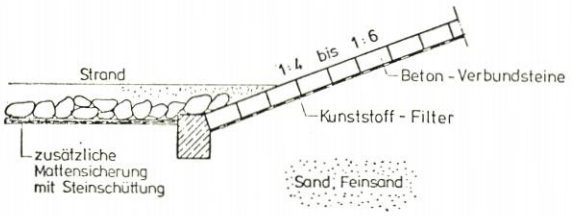


Abb. 9. Horizontale Fußausbildung eines offenen Deckwerks

Die Küste, 36 (1981), 1-320

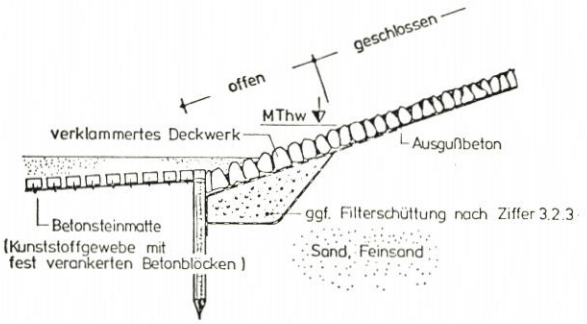


Abb. 10. Kombinierte Fußausbildung eines geschlossenen Deckwerks mit offenem Fußbereich

werden. Die Spundwand oder Pfahlwand ist so zu bemessen, daß sie auch bei stärkeren Strandabnahmen ihre stützende Wirkung behält. Freistehende Wandteile wirken ungünstig, da sie die Wellen reflektieren und zur Abnahme des Strandes unmittelbar vor der Wand führen. Eine Vorlage oder eine Sandauffüllung werden dann erforderlich.

Da Deckwerke in der Regel in Strandabschnitten mit abnehmender Tendenz gebaut werden, muß bei ihrem Bau auf eine ausreichende Überdeckung der Spundwand- oder Pfahlwandoberkante geachtet werden (Abb. 8). Je nach zu erwartender Abnahme sollte die Überdeckung 0,75 m bis 1,5 m betragen. Bei starken Strandabnahmen kann eine kombinierte Bauweise mit gleichzeitigem Einbau einer Fußvorlage empfehlenswert sein. Die Spundwand kann aus Stahl, Stahlbeton oder Holz erstellt werden.

Bei geschlossenen Deckwerken hindert eine dichte Spundwand den Abfluß des Grundwassers aus dem höheren, dahinterliegenden Erdkörper, in den es während hoher Wasserstände eingedrungen ist. Abhilfe schafft ein oberhalb der Spundwand angeordneter, offener und nach den Filterregeln aufgebauter Deckwerksstreifen. Der unter diesem Streifen erforderliche Filter sollte nicht unter die oberhalb liegende geschlossene Decke hochgezogen werden (s. 2.4.2).

Eine Pfahlreihe ist durchlässig für Grundwasser, hat aber gegenüber Spundwänden mit Nut und Feder den Nachteil des fehlenden flächenhaften Verbundes. Damit bei einem Freispülen der Pfahlreihe das Deckwerk nicht unterspült wird, ist zur Deckwerksseite hin ein hinreichend zugfestes Kunststoffgewebe ausreichend tief zu legen und als wirksamer Filter zu gestalten (s. 2.3.4).

Die horizontale Fußausbildung in Form einer Vorlage kann sich dem abnehmenden Strand ohne senkrechten Übergang – manchmal mit steiler Übergangszone – anpassen. Sie bietet statisch gesehen keine Stützung des Deckwerks. Die Fußvorlage muß eine zugfeste Einlage oder Unterlage erhalten, um die beim Absinken des äußeren Teiles entstehenden Zugkräfte aufnehmen zu können. Eine Verbindung der Vorlage mit dem Deckwerk verhindert, daß sich an der Nahtstelle eine klaffende Fuge bildet. Zugkräfte dürfen allerdings nicht auf das Deckwerk übertragen werden. Die horizontale Fußausbildung bringt konstruktive Schwierigkeiten, die im Einzelfall materialgerecht gelöst werden müssen. Die starke Dehnbarkeit einiger Kunststoffilter ist zu beachten.

Die Fußvorlage muß neben der hohen Zugfestigkeit in Querrichtung eine enge Bindung zwischen der zugfesten Schicht – z. B. Kunststoffgewebe – und der deckenden Schicht – z. B. Steinschüttung – haben, damit im Falle eines Absinkens am vorderen Rand die Schüttung nicht vom Gewebe abrollt. Bei hoher Brandungsbelastung und starker Strandabnahme muß

Die Küste, 36 (1981), 1-320

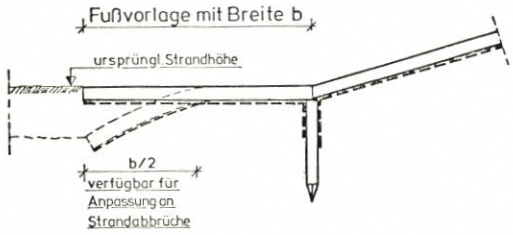


Abb. 11. Bemessung der Breite einer Fußvorlage vor einem Deckwerk

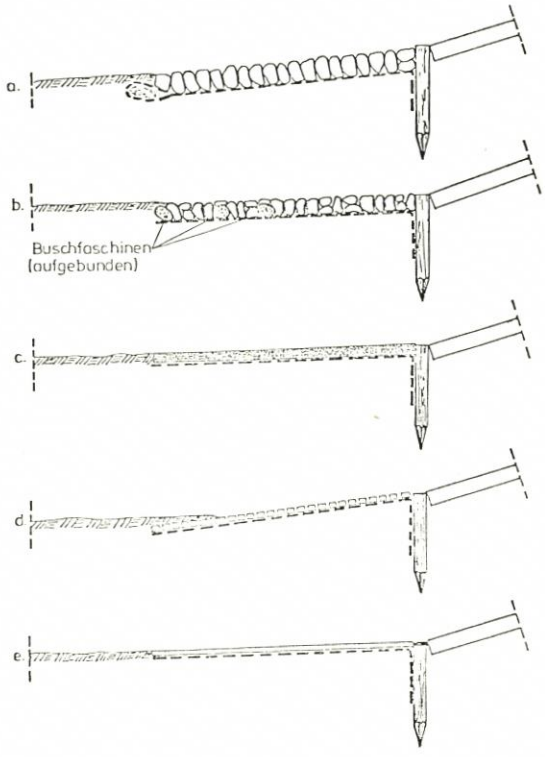


Abb. 12. Leichte Fußvorlagen: a) Steinschüttung auf Kunststoffgewebe mit äußerer Kiestasche, b) Steinschüttung auf Kunststoffgewebe mit aufgebundenen Buschfaschinen, c) Drahtschottermatte, d) Flexible Betonsteinmatte, e) Asphaltmastixmatte mit Fugenschluß zum Deckwerk auf Kunststoffgewebe

die Fußvorlage auch bei größerer Erosion, entsprechend starker Neigung und dabei auftretender stärkerer Belastung erhalten bleiben.

Die Breite der Vorlage richtet sich nach der voraussichtlichen Strandabnahme und den Bodenverhältnissen (Abb. 11). Die vordere Hälfte der Vorlage soll der Sicherung gegen eine Strandabnahme dienen, während die hintere Hälfte auftretende Zugkräfte über die Bodenreibung aufnehmen kann.

Die Bauweisen leichter Fußvorlagen (Abb. 12) sind folgende:

a) Als Unterlage dient Kunststoffgewebe mit hoher Zugfestigkeit, bei dem am unteren Rand und zum Teil auch auf der Fläche Gewebestreifen taschenförmig aufgenäht werden, die

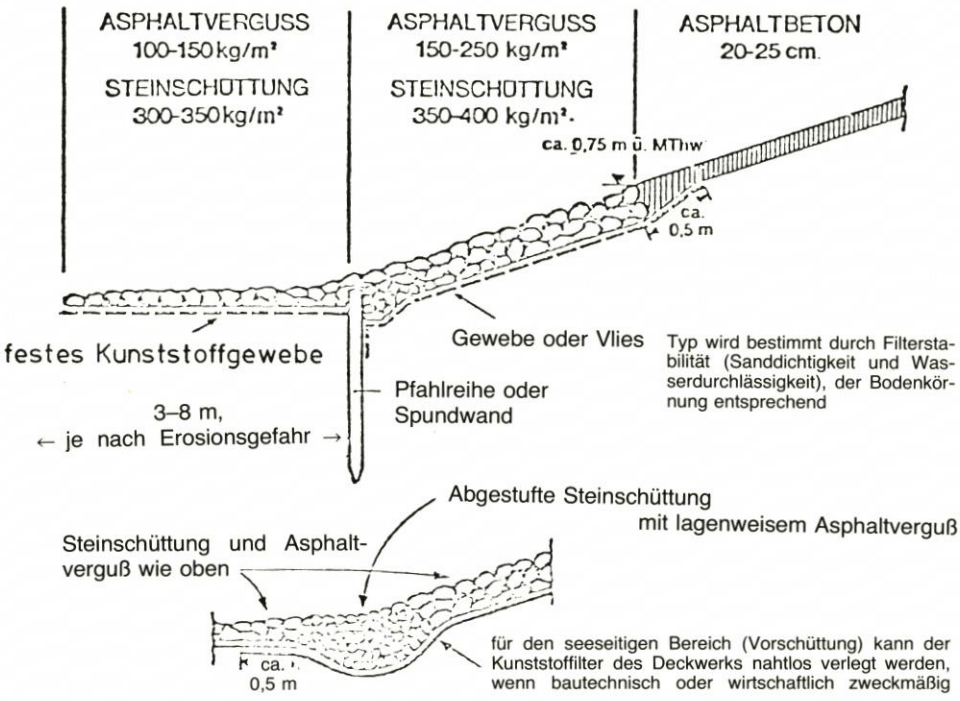


Abb. 13. Deckwerksfuß und schwere Fußvorlage aus Steinschüttung mit Asphaltverguß auf Kunststoffgewebe/-vlies

abgerundetes Naturgestein oder Grobkies aufnehmen. Als Deckschicht wird eine Steinschüttung eingebaut, die bei leichtem vorderen Absinken durch die gefüllten Gewebetaschen am Abrutschen gehindert wird.

b) Die Anwendung einer Bauweise mit Steinschüttung auf Kunststoffilter mit Buschfaschinen ist begrenzt auf Einbaustellen, die eine längere Haltbarkeit der Buschfaschinen gewährleisten, also vornehmlich im Meerwasser- oder Unterwasserbereich. Die Faschinen werden linien- oder netzförmig auf das Gewebe gebunden, das hierfür mit eingewebten oder angenähten Schlaufen erhältlich ist.

c) Drahtschottermatten leichter Ausführung auf Kunststoffgewebe oder Vlies mit schottergefüllten Drahtgeflechtbehältern.

d) Flexible Betonsteinmatten mit auf einem Gewebe befestigten leichten Formteilen.

e) Matten aus Asphaltmastix, 5 cm dick, auf Kunststoffgewebe oder mit Kunststoffgitter als Einlage, am Ort oder vorgefertigt.

Als schwere Fußvorlagen eignen sich:

- mit Asphaltmastix vergossene Schüttsteine mit innigem Verbund zum vergußverträglichen Kunststoffgewebe oder anderer „Zugbewehrung" (Abb. 13),
- eine durchlässige, mit Asphaltmastix teilvergossene Drahtschottermatte und davor eine flexible Matte aus Asphaltmastix mit Kunststoffunterlage oder -bewehrung (Abb. 14 u. 15),
- eine durchlässige Mastixschottermatte auf Kunststoffgitter oder -gewebe, im vorderen Teil voll mit Asphaltmastix verfüllt (Abb. 16 u. 17),

Die Küste, 36 (1981), 1-320

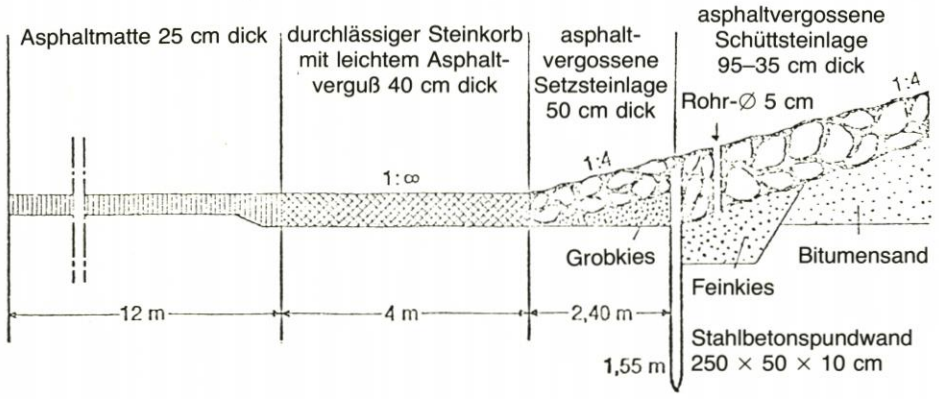


Abb. 14. Fußausbildung mit schwerer Fußvorlage, durchlässige Drahtschottermatte teilvergossen mit Asphaltmastix, davor Asphaltmastixmatte



Abb. 15. Fußausbildung Brouwers-Damm mit asphaltvergossener Drahtschottermatte und vorgelagerter Asphaltmastixmatte

– eine flexible schwere Betonsteinmatte (Abb. 18).

Die Betonsteine können mit den Matten mittels durchgehender, nichtrostender Drähte und Seile, gelochter Kunststoff-Folien, Kunststoffgeweben oder Kunststoffseilen mit geringer Dehnung und hoher Dauerfestigkeit verbunden werden. Als Beispiel einer flexiblen schweren Betonsteinmatte als Fußvorlage können die in Holland bei der Abdämmung der Osterschelde – hier allerdings als Sohlensicherung – 1973/77 eingebauten Blockmatten (Abb. 18) genannt

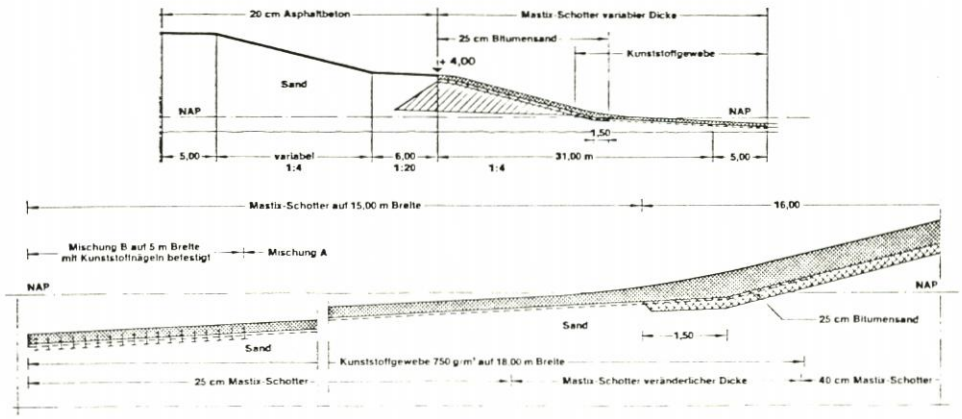


Abb. 16. Fußausbildung mit schwerer Fußvorlage, Deckwerksfuß aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter mit Vorlage aus Mastixschotter auf Kunststoffgewebe, im vorderen Teil voll vergossen

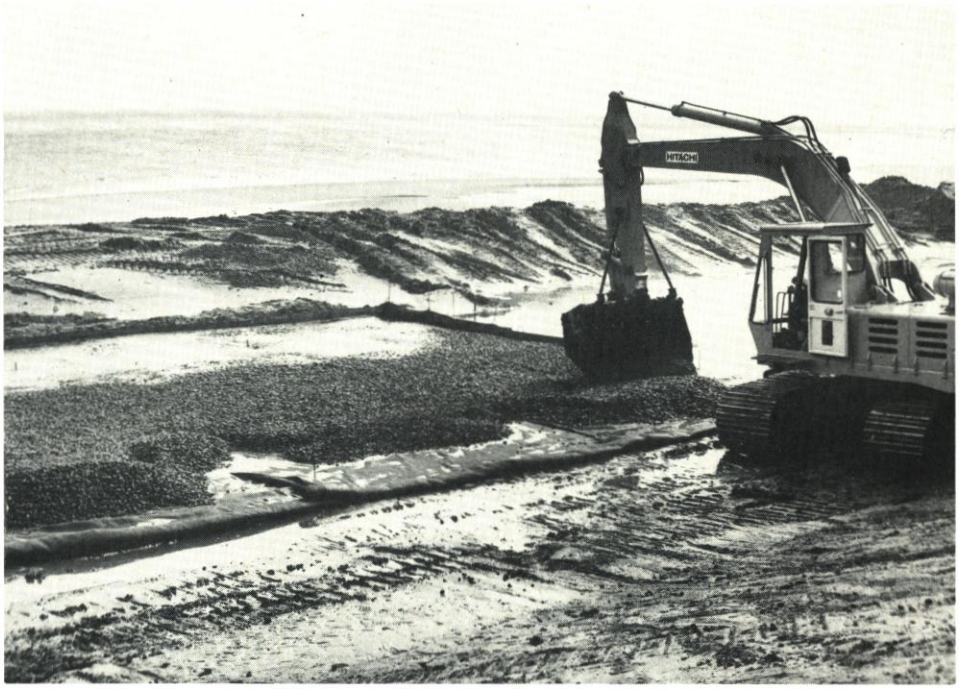


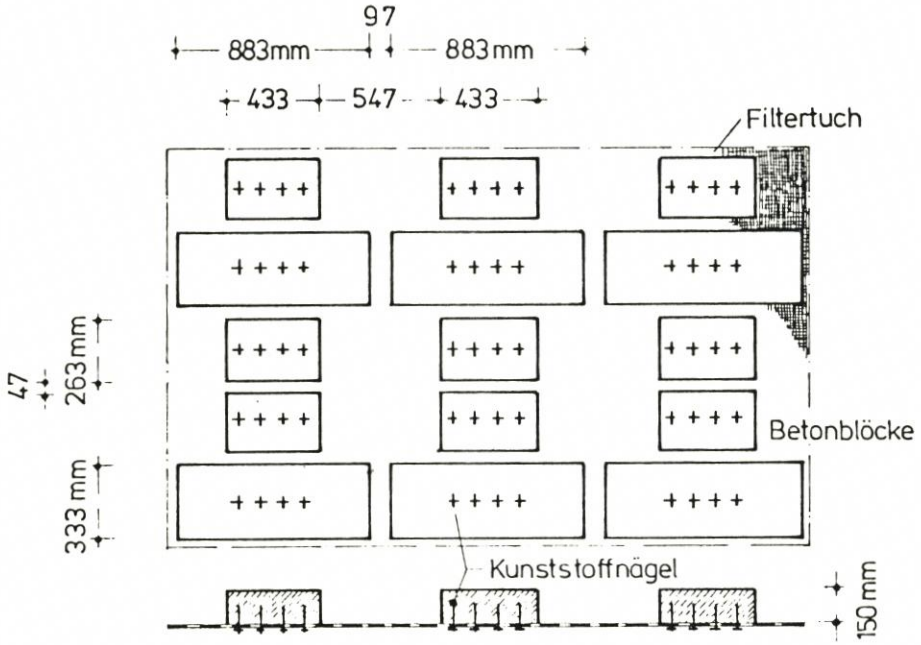
Abb. 17. Asphaltbetondeckwerk an der Osterschelde mit Mastixschotterfuß und Mastixschottervorlage

werden, die aus einem Kunststoffgewebe mit darauf verankerten Betonsteinen bestehen. Das Kunststoffgewebe, das nach den Filterregeln auf den Untergrund abzustimmen ist, verhindert eine flächenhafte Erosion und paßt sich infolge seiner Flexibilität den seeseitig entstehenden Randkolken an, wobei auch bei steilen Neigungen die Betonsteine gegen Abrutschen und Abrollen durch die Verbindung mit der Matte zuverlässig gesichert sind.

Die kombinierte Bauweise mit Fußwand und Fußvorlage kann gewählt werden, wenn aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen eine dann nicht so tief reichende

Die Küste, 36 (1981), 1-320

a)



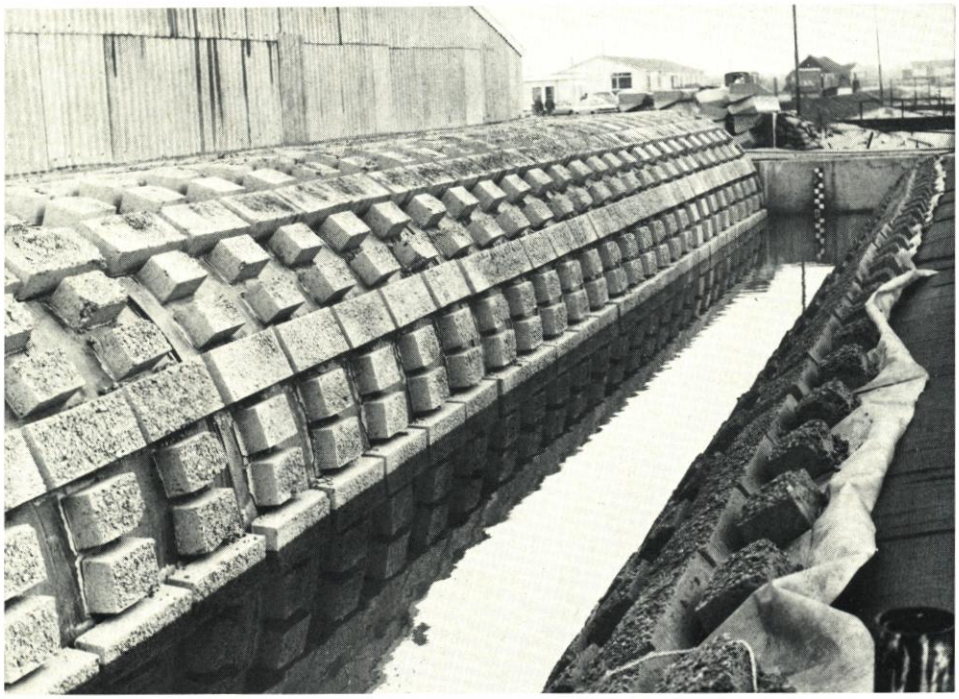


Abb. 18. Blockmatte für schwere Fußausbildung vor einem Deckwerk: a) Grundriß und Schnitt der Blockmatte, b) Produktionsablauf der Blockmatte

Spundwand mit einer Vorlage empfehlenswert erscheint oder bei einer horizontalen Vorlage eine Stützung des Deckwerks angestrebt wird (Abb. 13 u. 14).

Weitere Angaben zur Fußausbildung enthält der Abschnitt 3.1.6.1.

2.7 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung

In Abhängigkeit vom Gesamtprofil sind drei Grundformen des oberen Deckwerksabschlusses möglich, die durch die Höhenlage des anschließenden und zu schützenden Geländes bestimmt werden. Der obere Deckwerksabschluß kann liegen (Abb. 19):

- auf einer oberhalb noch weiter ansteigenden Böschung,
- auf einer hochliegenden Fläche des anschließenden Geländes oder
- auf einem deichförmigen Profil, bei dem der hintere Abschluß entweder auf der Krone des Deiches oder am Fuß der Binnenböschung in Höhe des anschließenden Geländes angeordnet wird.

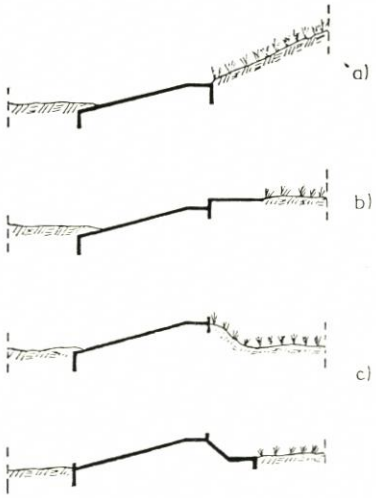


Abb. 19. Oberer Deckwerksabschluß: a) mit oberhalb ansteigendem Gelände, b) auf der Höhe des Geländes, c) bei dammartigem Profil auf der Krone oder am Fuß der Binnenböschung

Fügt sich an das Deckwerk am oberen Ende eine Erdböschung an, so ist zu seiner Sicherung gegen Hinterspülung ein Sporn anzuordnen. Es hat sich bewährt, am oberen Deckwerksrand eine befahrbare, schwach geneigte Berme anzulegen und diese zur Landseite hin durch eine senkrechte Wand zu begrenzen. Die Berme ist so hoch zu legen, daß vor der Wand nur noch ein kleiner Rest des Auflaufschwalles und windvertriftetes Wasser gekehrt zu werden braucht.

In gleicher Weise kann verfahren werden, wenn der Deckwerksabschluß auf einer hochgelegenen Fläche liegt, wobei dann die Berme auf deren Höhe auch etwas tiefer angeordnet werden sollte. Eine Spundwand ist ein aufwendiger oberer Deckwerksabschluß. Sie wurde in der Vergangenheit in vielen Fällen für erforderlich gehalten, als häufig Deckwerke infolge Hinterspülung zerstört wurden. Wenn nach den heutigen Bemessungsverfahren ein Wellenüberschlag nur noch selten und in leichter Form zu erwarten ist, so kann diesem durch eine horizontale Sicherung des Übergangsbereiches begegnet werden. Je nach der

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Örtlichkeit erfüllen ein gut bewachsener Dünenhang, ein begrünter Kleistreifen oder eine leichte Asphaltbetondecke diese Aufgabe.

An deichartigen Deckwerken ist auch die Binnenböschung erosionssicher zu gestalten. Der Anschluß an die Krone ist so auszurunden, daß das Wasser schadlos abläuft, wie auch der rückwärtige Anschluß auszurunden ist. Den Abschluß bildet ein Sporn am binnenseitigen Böschungsfuß. Bei gegen die Hauptsturmrichtung kehrenden Deckwerken empfiehlt es sich, insbesondere bei glatten Belägen zum Auffangen des vom Wind hochgepeitschten Auflaufschwalles, ein Hochbord oder eine Brüstungswand von einigen Dezimetern Höhe an der Binnenseite der Krone zu errichten. Sofern das Gelände hinter dem Deckwerk besiedelt ist und landeinwärts abfällt, muß das vom Sturm als Gischt über das Deckwerk getriebene Wasser am Fuße der Binnenböschung gesammelt und abgeleitet werden können.

Entlüftungsöffnungen verhindern einen Luftüberdruck unterhalb des Deckwerks und sind im Kronenbereich oder vor dem oberen Sporn in Abständen von 10 bis 20 m vorzusehen, sofern bei geschlossenen Decken die Gefahr besteht, daß Wasser im Erdkörper aufsteigt. Als Entlüftungen werden Ton-, Asbestzement- oder Filterrohre mit zu verdichtendem Bitumensplitt verfüllt. In Betonplatten können Aussparungen (20 × 20 cm) angeordnet werden, die mit haufwerksporigem Beton (z. B. mit Zementleim behandelte Körnung 16/32 mm) luftdurchlässig verschlossen werden.

2.8 Unterbau und Deckwerk

Unterbau und Deckwerk bilden zusammen ein System, das die angreifenden Kräfte wie Druck, Scherkräfte und Schlag in den Untergrund als Stützkonstruktion abträgt. Für die Bemessung des Systems sind die äußeren Kräfte (s. Empfehlungen A) und das Verhalten der Stützkonstruktion maßgebend. Die Bemessung des Deckwerks ist deshalb auch abhängig vom Aufbau und Verhalten des Unterbaues.

Die Voraussetzung für den Bau des Deckwerks ist ein profilgerechter, ebener, standfester und gut verdichteter Unterbau. Besonders Ortbetonplatten erfordern eine gute Verdichtung und sorgfältige Vorbereitung des Planums, um ungleichmäßige Setzungen zu verhindern. Als Unterlage dient die verdichtete Sandböschung; es kann auch eine gut verdichtete, standfeste Tragschicht aus Sand, Kies, Schotter oder Bitumensand wie auch eine zementverfestigte Schicht eingebaut werden. Bei hohlraumreichen Schichten sind die Filterprobleme unter geschlossenen Deckwerken zu beachten (s. 2.4.2). Die Unterlage soll eben sein, damit keine unwirtschaftlich großen Materialmengen benötigt werden. Notfalls ist eine Ausgleichsschicht aus Bitumensand aufzubringen, die gleichzeitig als Filter und Walzunterlage dienen kann. Als Unterlage kann auch ein in der Trockenzeit rolliger Boden, z. B. kurz vor Aufbringen der Decke, angefeuchtet und gegebenenfalls zusätzlich gewalzt werden.

Bei offenen Deckwerken hat die Unterlage eine Doppelaufgabe, indem sie die Lasten in den Untergrund abtragen und zusätzlich die Ausspülung des Bodens durch die Fugen zuverlässig verhindern muß. Es ist daher ein filterförmig aufgebauter Unterbau zu erstellen (s. 2.3 u. 2.4.3).

2.9 Rauhdeckwerke

2.9.1 Hinweise zur Ausführung

Die Oberflächenrauhigkeit ist, abhängig von den Baustoffen, auf verschiedene Weise möglich. Für herstellungsmäßig bedingte glatte Decken sollte nicht von der überholten Beurteilung eines Deckwerks nach seiner Schluckfähigkeit ausgegangen und nicht versucht werden, die gesamte Oberfläche rauh zu gestalten. Die Aufgabe ist nicht, bei leichten Sturmfluten den Wellenauflauf zu bremsen, sondern ihn bei sehr schweren Sturmfluten in erträglichen Grenzen zu halten. Daher kann die Rauhigkeit auf einen Streifen oberhalb des Bemessungswasserstandes beschränkt werden, was nicht nur von der Wirtschaftlichkeit her, sondern auch im Hinblick auf Belastung, Unterhaltung und Reinhaltung des Deckwerks von Bedeutung ist.

Die Rauhigkeit kann durch auf die Asphalt- oder Zementbetondecke aufgeklebte Betonelemente, ein vergossenes Bruchsteindeckwerk (Abb. 20) oder aus Betonsteinen (Abb. 21) unterschiedlicher Höhe (z. B. 12/22 cm, 18/23 cm, 18/25 cm, 18/30 cm) erzielt werden. Der Wellenauflauf auf Asphaltdeckwerken mit einer Neigung steiler als 1 : 6 kann auch durch Aufkleben von Asphaltkörpern, die als Rippen oder Hochborde ausgebildet sind, oberhalb des Sturmflutwasserstandes gebremst werden. Nach holländischen Versuchen verminderten bei einer Neigung von 1 : 4 fünf Asphaltrippen mit einem Querschnitt von 30 × 30 cm im Abstand von 2,40 m oberhalb des Bemessungswasserstandes den Wellenauflauf auf die Hälfte.



Abb. 20. Rauhdeckwerk mit Betonelementen oder aus Steinsatz mit Vermörtelung

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 21. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster vor dem Hauke-Haien-Koog

2.9.2 Form und Anordnung der Rauhigkeitselemente

Um den Wellenauflauf maximal zu dämpfen, ist der Rauhigkeitsstreifen zwischen dem höchsten Sturmflutwasserstand und dem höchsten erwarteten Wellenauflauf anzulegen. Im einzelnen sind für die Gestaltung eines Rauhigkeitsstreifens aus Rauhigkeitselementen folgende Hinweise möglich:

Der Einfluß der Rauhigkeit wird durch den Faktor r ausgedrückt, der das Verhältnis des Wellenauflaufs auf der rauhen Böschung (z_r) zur glatten Böschung (z) unter sonst gleichen Bedingungen angibt: $r = z_s:z$ (Abb. 22). Die Verminderung des Wellenauflaufs wird durch (1–r) ausgedrückt. Der Wert r hängt in erster Linie von der Form und Anordnung der Rauhigkeitselemente sowie vom Verhältnis ihrer Höhe (k) zur Wellenhöhe (H) ab (Abb. 23). Der Einfluß der Wellenform ($^{H}/_{L}$) und die Böschungsneigung ($tg\alpha \cdot ctg\alpha$) ist relativ gering, denn der Wellenauflauf nimmt bei abnehmenden Böschungsgradienten nur geringfügig zu. Quadratische und rechteckige Querschnitte – gesehen in der Fallinie – sind günstiger als dreiecksförmige, wie z. B. getreppte Böschungen. Für Rippen und Würfel wurden für r Werte zwischen 0,6 und 0,5, d. h. Verminderung des Wellenauflaufs um 40 bis 50 %, und bei getreppten Böschungen rd. 0,8, d. h. Verminderung um 20 %, gemessen. Der günstigste Abstand (l) zwischen Rippen oder Würfeln in Richtung des Wellenauflaufs beträgt etwa die 4- bis 8fache Höhe der Elemente. Durchgehende Rippen haben eine geringere Wirkung als unterbrochene Rippen oder Würfel. Der Anteil der Öffnungen zwischen den Rauhigkeitselementen wirkt sich ebenfalls aus, wenn auch bis zu einem Anteil von 50 % die Unterschiede

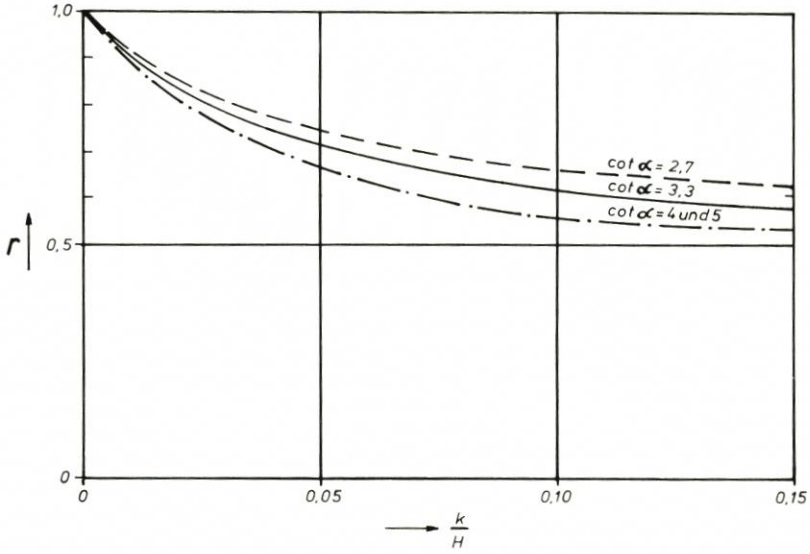


Abb. 22. Einfluß der Höhen von Rauhigkeitselementen und Wellen auf den Wellenauflauf

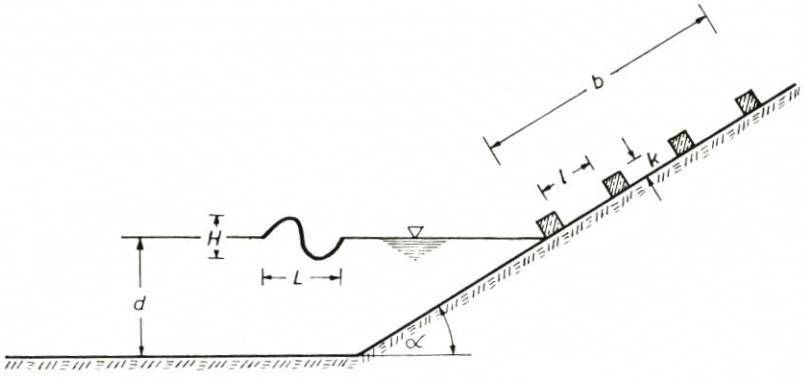


Abb. 23. Anordnung des Rauhigkeitsstreifens

gering sind. Die Rauhigkeitselemente unterhalb des Ruhewasserspiegels sind nahezu ohne Einfluß auf den Wellenauflauf.

Die wellenbremsende Wirkung der Rauhigkeitselemente wächst, je größer das Verhältnis Elementhöhe zu Schichtdicke des auflaufenden Wassers ist. Da über diese Schichtdicken keine quantitativen Angaben gemacht werden können, wird die Elementhöhe direkt auf die Wellenhöhe bezogen. Die Wirkung der Rauhigkeitselemente erreicht bei einem Verhältnis $k/h \sim 0{,}1$ ein Optimum (Abb. 22).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3. Konstruktion von Deckwerken

3.1 Asphaltbauweisen von Deckwerken

3.1.1 Allgemeines

Der Abschnitt 6 zeigt in den Beispielen 1 bis 6 Deckwerke in Asphaltbauweise für den Küstenschutz. Zur Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau sind Empfehlungen vom Arbeitskreis 8b „Asphaltbauweisen" in der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau in der 3. Auflage als EAAW 1977 herausgegeben worden. Soweit diese Empfehlungen sich auf Küstenschutzwerke beziehen, sind sie hier in den Grundzügen wiedergegeben. Für Einzelheiten wird auf diese EAAW 1977 verwiesen.

3.1.2 Asphaltbeton bei geschlossenen Deckwerken

Zu den hohlraumarmen Bitumen-Mineralgemischen gehören Asphaltbeton, Sandasphalt und Gußasphalt, von denen aus wirtschaftlichen Gründen die beiden letzteren heute nur noch geringe Bedeutung haben. Asphaltbeton wird als Dichtung und als Schutzschicht angewendet. Er ist dauerhaft, alterungsbeständig und, bis zu einem gewissen Grad, flexibel, so daß er sich begrenzten Untergrundsetzungen anpassen kann. Eine Rißbildung tritt im allgemeinen nicht ein, wenn bei Einsenkungen das Verhältnis des Durchmessers der Mulde zur Muldentiefe $\geqq 10$ ist. Als Dichtung ist Asphaltbeton wasserundurchlässig, wenn er im eingebauten Zustand eine Wasseraufnahme von 2 Vol.-%, oberhalb MThw von 3 Vol.-% oder einen berechneten Hohlraum von 3 bzw. 4 Vol.-% nach DIN 1996, Teile 7 und 8, nicht überschreitet. Die Alterungsbeständigkeit ist gewährleistet, wenn die jeweils höheren der genannten Werte nicht überschritten werden, da dann Witterungseinflüsse auf die oberflächennahe Zone ausgeschlossen sind. Für den Asphaltbeton werden Kornbereiche der Zuschlagstoffe von 0/5 bis 0/32 mm verwendet. Die Schichtdicke richtet sich nach der Beanspruchung und beträgt nach den EAAW 1977 für

leichte	Beanspruchungen	8 bis 15 cm Dicke,
mittlere	Beanspruchungen	15 bis 25 cm Dicke und
schwere	Beanspruchungen	25 bis 40 cm Dicke.

Mittleren Beanspruchungen genügt der Hauptdamm der Eiderabdämmung (s. 6., Beisp. 4), während für schwere das Südwestdeckwerk auf Borkum (s. 6., Beisp. 5) bemessen ist.

Asphaltbeton wird im Wasserwechselbereich von Algen bewachsen, die bei Austrocknung die Oberflächen geringfügig beschädigen oder glitschig machen. Asphaltverguß von Steindeckwerken wird von Algen wegen der glatten Oberflächen der Eingußmasse jedoch nicht besiedelt. Meistens wird deshalb Asphaltbeton oberhalb von MThw eingebaut.

Wenn unterhalb von MThw das Deckwerk als asphaltvergossene Steinschüttung ausgebildet worden ist, schließt oberhalb das Asphaltbetondeckwerk mit einer voutenförmigen Verdickung an (Abb. 13). Der Asphaltbeton ist nach einem bituminösen Voranstrich (Heißbitumen oder Bitumenemulsion) der Abschlußkante der Vergußdecke dicht gegen diese anzuschließen, entweder unmittelbar oder – in Ausnahmefällen – nach Zwischenschalten einer Wellasbest-Zementplatte. Im letzteren Fall ist die Platte zuerst zu setzen und anschließend die Steinschüttung im oberen Teil zu vergießen.

Aufhellungen durch Oberflächenbehandlung oder Mastixbeschichtung mit hellem

Abstreugut werden gelegentlich als landschaftsgestalterisches Element oder zur Verringerung der Temperaturen im Deckwerk benutzt, wenn es für die Standfestigkeit auf ausnahmsweise steil auszubildenden Böschungen erforderlich ist. Die Böschungsstabilität allein kann jedoch auch ohne Aufhellung durch entsprechende Mischgutzusammensetzung erreicht werden.

3.1.3 Asphaltverguß bei geschlossenen Deckwerken

Die Decke besteht aus Steinsatz oder Steinschüttung, deren Hohlräume mit Asphaltmastix gefüllt werden (Begriffe sind erläutert in EAAW 1977 und z.T. in Abschn. 3.5). Das Einbaugewicht der Decke richtet sich nach der Beanspruchung. Die Flächenlast beträgt dann bei

leichter Ausführung	2 bis 4 kN/m^2,
mittlerer Ausführung	4 bis 6 kN/m^2 und
schwerer Ausführung	6 bis 10 kN/m^2 und mehr.

Die Hohlräume der Steinlage werden zu 75 bis 100 % gefüllt, wodurch bei nicht vollständiger Füllung ein Luftdurchtritt möglich ist, falls sich unter dem Deckwerk ein Überdruck aufbauen sollte. Die Sperrbedingung gegenüber Bodenteilchen ist ggf. zu prüfen. Durch den Füllungsgrad und die Gestaltung der Oberfläche der Steinlage kann jeder gewünschte Rauhigkeitsgrad erzielt werden. Wenn ein völlig dichtes Deckwerk gefordert wird, muß die Steinlage mit einer geschlossenen Schicht aus Eingußmasse von mindestens 1 cm Dicke überdeckt sein. Die Oberfläche der Gesteinsschicht sollte insbesondere bei gröberen Steinen abgezogen oder gewalzt werden. Wird auf einem dichten Deckwerk eine rauhe Oberfläche gewünscht, so empfiehlt es sich, dazu eine weitere Gesteinsschicht aufzubringen und diese mit Asphaltverguß soweit zu füllen, daß alle Steine fest gebunden sind.

Steindeckwerke mit Asphaltverguß werden aus wirtschaftlichen Gründen heute im allgemeinen nur dort angewendet, wo

- hohe Flächenlasten erforderlich sind, um Wasserdrücken von unten standhalten zu können, oder ständiger Wellenangriff herrscht,
- besondere Flexibilität des Deckwerks erwünscht ist,
- Algenbewuchs möglich ist und vermieden werden soll,
- Deckwerksteile während der Herstellung überflutet werden können oder teilweise unter Wasser eingebaut werden müssen und
- nicht verdichtet werden kann.

Das bedeutet, daß vorwiegend der untere Böschungsteil bis oberhalb MThw, der Böschungsfuß und Fußvorlagen anstelle von Asphaltbeton in Steinbauweise mit Verguß hergestellt werden. Ausführungsbeispiele sind unter 3.1.6.1 aufgeführt.

3.1.4 Asphaltverguß bei offenen Deckwerken

Die Decke besteht aus Steinsatz oder Steinschüttungen, deren Hohlräume mehr oder weniger mit Asphalteingußmasse gefüllt werden. Es ist zweckmäßig, den verbleibenden Hohlraum so einzustellen, daß die Durchlässigkeitsbedingungen erfüllt werden. Der Durchlässigkeitsbeiwert k sollte dem der Unterlage angepaßt sein und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen. Die Einhaltung dieser Regel ist schwierig festzustellen. Soweit keine örtlichen Erfahrungen vorliegen, ist die Einhaltung der Durchlässigkeitsbedingung experimentell zu überprüfen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Das gilt auch für die Sperrbedingungen gegen das Auswaschen der Unterlage. Sie ist bei offenen Deckwerken im allgemeinen auf zweierlei Weise zu erfüllen:

- Einbau einer Filterschicht aus Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschnitt 6.8, bei dem die Einzelkörner durch kohäsive Kräfte gegen Ausspülen gebunden sind oder durch
- Zwischenschalten geeigneter Kunststoffilter.

Die Vergußmenge – gemessen in kg/m² – richtet sich nach der Raumdichte der Eingußmasse, nach dem Hohlraum des Steingerüstes, dem gewünschten Füllungsgrad und der gewünschten Oberflächenrauhigkeit. Ihre Raumdichte liegt zwischen 1,7 und 2,2 t/m³, bei üblichen Massen mit einem Bitumengehalt von 15 bis 17 Gew.-% im Mittel bei 2,0 t/m³.

Der Teilverguß ist die übliche Bauweise, bei der die Steine als Einzelelemente so verklammert werden, daß ein gebundenes Flächendeckwerk entsteht. Eine ausreichend feste Verklammerung aller Einzelsteine im Deckwerk (Erosionssicherheit) erfordert die Füllung etwa der Hälfte der Hohlräume der Steinlage mit Eingußmasse.

Berechnungsbeispiel:

Dicke einer Steinschüttung	0,30 m
Hohlraum der Schüttsteinlage	45 Vol.-%
Raumdichte der Eingußmasse	2000 kg/m³
Eingußmenge zur halben Füllung des Hohlraumes	
0,3 × 0,5 × 0,45 % × 2000 =	135 kg/m²

Dementsprechend liegen die üblichen Vergußmengen für Steinsatz zwischen 100 und 150 kg/m², für Schüttsteinlagen von z. B. 30 cm Dicke wegen ihres größeren Hohlraumes zwischen 100 und 200 kg/m². Zur Erhaltung der Durchlässigkeit darf die Eingußmasse nicht durch die Schicht auf die Unterlage fließen oder auf der Oberfläche der Steinschicht liegenbleiben.

Die Oberfläche kann durch Auswahl der Gesteinsgröße, der Dicke der Schüttung, deren Neigung und der Vergußmasse beliebig rauh gestaltet werden. Der Steinsatz muß mindestens bis zu ⅓ der Höhe durch Eingußmasse festgelegt werden.

Eine Haftung der Eingußmasse an der Gesteinsoberfläche ist nicht zu erwarten und auch nicht erforderlich, da die Masse die Steine durch die Verklammerung oder in Form von Plomben in ihrer Lage hält. Auflockerungen durch gefrierendes Wasser in den Hohlräumen sind nicht festgestellt worden.

3.1.5 Hohlraumreiches Bitumen-Mineralgemisch

Hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische werden zum Ausgleich von Unebenheiten in der Unterlage, als Walzunterlage für Asphaltbetonschichten, als Filter- oder Dränschichten mehrschichtiger Decken und für durchlässige Schutzschichten benutzt. Als Mineralstoff ist Gestein vom Sand bis zum Schotter möglich. Zu verwenden sind im allgemeinen Korngemische aus ein oder zwei Korngruppen (Empfehlungen C, Abschn. 6.5 und EAAW 1977). Als Bitumengestein werden die Einzelkörner mit Bitumen oder als Mastixgestein mit einem Gemisch aus Bitumen und feinen Mineralstoffen umhüllt.

Wenn ein ständiger Durchfluß größerer Wassermengen oder im Bereich geringfügig schwankender Wasserstände ein häufiger Wechsel von Befeuchtung und Trockenfallen zu erwarten ist oder wenn das Wasser größere Schwebstoffmengen mit sich führt, so ist bei unzureichender Dicke des umhüllenden Bindemittelfilms nach einigen Jahren dessen Beständigkeit gefährdet. Deshalb ist – ebenfalls aus Gründen der Alterungsbeständigkeit – der

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Bindemittelfilm um das Einzelkorn so dick wie möglich herzustellen, was durch Zugabe von feinen Mineralstoffen oder von Polymeren zum Bitumen erreicht werden kann. Eine niedrige Mischguttemperatur wird während des Mischens und auf dem Transport das Ablaufen des Bitumens vom Gestein verhindern.

Nach dem heutigen Stand der Erfahrungen mit Mastixgestein kann es sich empfehlen, bei extremen Beanspruchungen den Deckwerksquerschnitt so zu gestalten, daß die Möglichkeit einer gelegentlichen Auffrischung oder teilweisen Erneuerung besteht. In den Niederlanden sind durchlässige Deckwerke aus Mastixgestein auch an exponierten Stellen unter Wasser und im Wasserwechselbereich in Form vorgefertigter großflächiger Matten und oberhalb davon im Ortseinbau ausgeführt worden (Abb. 24).

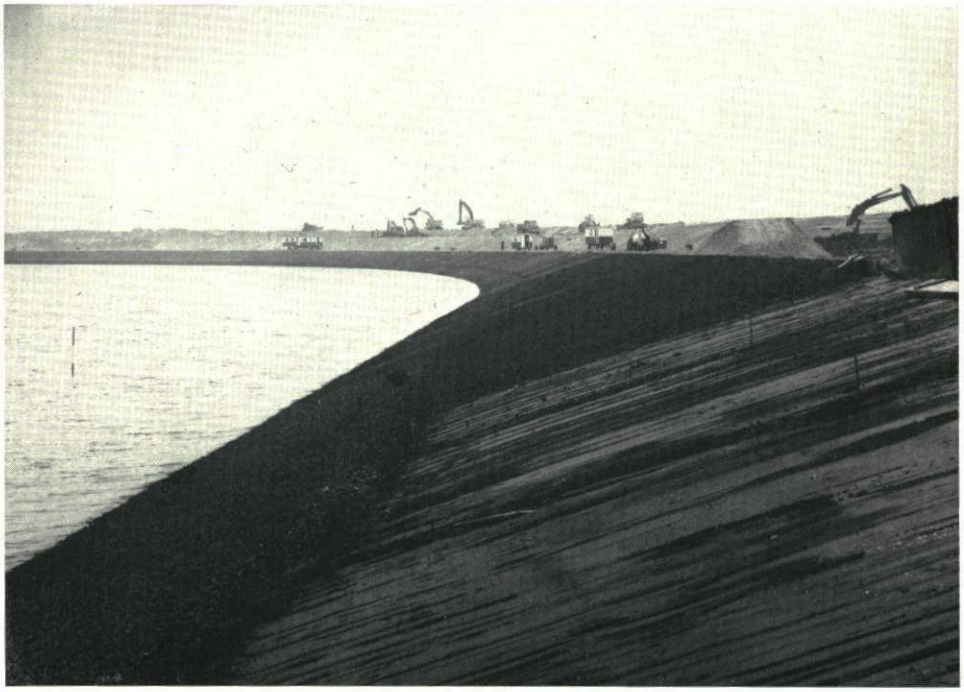


Abb. 24. Bauhafen am Osterschelde-Damm mit durchlässigem Deckwerk aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter

Der Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY wird bei diesen Mischungen im verdichteten Zustand etwa $k = 10^{-3}$ bis 10° cm/s betragen, im unverdichteten Zustand erhöht sich k etwa um den Faktor 2. Der k-Wert sollte (s. 2.3) mit dem der Unterlage korrespondieren und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen.

Die Deckwerksdicke richtet sich nach der Beanspruchung und beträgt etwa 10 bis 40 cm. Zusätzlich ist eine Filterunterlage erforderlich, damit ein Auswaschen von Untergrundmaterial vermieden wird. Eine solche Filterunterlage kann z. B. aus einer Lage Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschn. 6.8, von 25 cm Dicke bestehen, die den Durchtritt von Feinsanden und gröberen Sanden verhindert.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

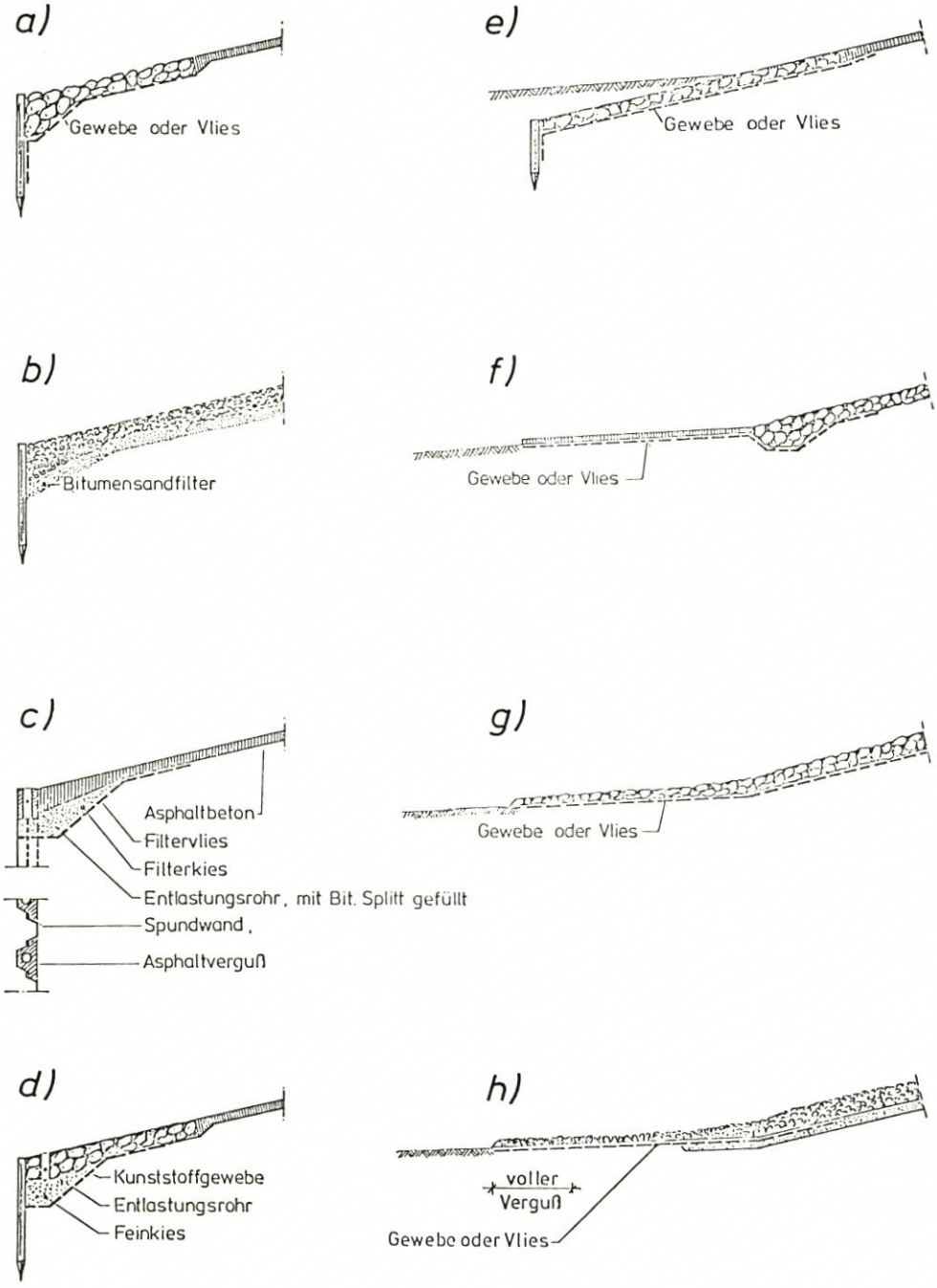


Abb. 25. Fußausbildung von Deckwerken: a) Steinschüttung mit teilweisem Asphaltverguß auf Filtervlies, b) Mastixgestein auf Bitumensandfilter, c) Asphaltbetondeckwerk mit Entlastungsrohr, d) Steinschüttung mit vollem Asphaltverguß, e) In den Untergrund eingebundenes, asphaltvergossenes Steindeckwerk mit kurzer Fußwand, f) Mattenvorlage aus Asphaltmastix, g) Vorlage aus Schüttsteinen mit Asphaltverguß, h) Vorlage aus durchlässigem Mastixgestein mit vollem Verguß des vorderen Streifens

3.1.6 Konstruktive Einzelheiten

3.1.6.1 Fußausbildung

Bei der vertikalen Fußsicherung liegt der Deckwerksfuß mit der Oberkante im allgemeinen unterhalb MThw. Deshalb sollte das oberhalb liegende Deckwerk als teilvergossene Steinschüttung oder Mastixgestein auf Filter aus Bitumensand, ungebundenen Mischkörnungen oder Kunststoffvliesen in ausreichender Breite durchlässig gestaltet werden (Abb. 25a u. b). Wird ausnahmsweise ein dichtes Asphaltbetondeckwerk an eine vertikale Fußsicherung unmittelbar angeschlossen, so ist diese bei rückwärtigem Druckwasser ausreichend durchlässig zu gestalten, z. B. als Pfahlreihe oder Wand mit Durchlässen. Bei dichter Fußsicherung muß das Druckwasser durch Entlastungslöcher in Form von filterstoffgefüllten Rohren, z. B. in den Tälern der Stahlspundwände, entwässern können (Abb. 25c). Das gleiche gilt für dicke, mit Asphaltmastix voll vergossene Steinlagen im Fußbereich mit nur geringer Wasserdurchlässigkeit (Abb. 25d). Eingesetzte Bauteile, z. B. Rohre, sind im Falle der Verdichtungsbauweise mit Asphaltbeton nur schwierig einzubauen und zu unterhalten und bei schwerer Beanspruchung im allgemeinen nicht zugänglich.

Wenn vor einem Deckwerk nicht mit einer Strandabnahme zu rechnen ist, die eine Vorlage nicht unbedingt erforderlich macht, so können Asphaltdeckwerke auch bis in den Untergrund fortgeführt werden, um eine ausreichende Überdeckung des Böschungsfußes sicherzustellen (Abb. 25e). Die Fußwand kann dann kürzer sein.

Die horizontal liegende oder schwach geneigte Fußvorsicherung besteht aus einer Unterlage von Senkstücken oder besser von unverrottbaren Kunststoffgeweben mit hoher Zugfestigkeit, die bei entsprechender Bemessung gleichzeitig als Filter wirken, und einer Bedeckung aus geschlossenen oder offenen Asphaltbelägen. Die Dicke der Vorlage richtet sich nach der Beanspruchung.

Als Material eignen sich:

- Matten aus Asphaltmastix mit Gewebeein- oder -unterlage, mindestens 10 cm dick, die besonders flexibel sind (Abb. 25f),
- Asphaltvergossene Schüttsteinlage auf Vlies oder Gewebe, mindestens 15 cm dick (Abb. 25g) oder
- Mastixgestein auf Vlies oder Gewebe, 25 cm dick, am seeseitigen Ende 15 cm dick und zur Verbesserung der Flexibilität voll verfüllt (Abb. 25 h).

Die Vorlage ist so verformbar zu gestalten, daß sie sich vorn auch bei starker Strandabnahme ohne Zerstörung anpassen kann. Der vor dem Böschungsfuß gelegene Abschnitt ist, wenn ein Wasserüberdruck abgebaut werden muß und der Böschungsfuß dicht oder nahezu dicht ist, ausreichend durchlässig herzustellen.

Bedarf das Deckwerk einer Fußstütze, so kann diese auch als Fußverstärkung (Abb. 13) ausgebildet werden.

Kombinierte Bauweisen ergeben sich aus dem Zusammenfügen aller in den beiden vorhergehenden Abschnitten genannten Bauweisen (Abb. 13 u. 14). Dabei ist die Fußwand im allgemeinen mit dem Deckwerk zu überdecken, wofür besonders der Asphaltverguß geeignet ist.

Gewebeein- oder -unterlagen der Fußvorlage sind an der Fußwand ausreichend tief einzubinden. Das gleiche gilt für Filtervliese und Gewebe unterhalb eines durchlässigen Fußbereiches des Deckwerks.

Teilweise mit Asphalt vergossene Drahtschotterkästen oder -matten als Teil der Fußvorlage für einen durchlässigen Bereich vor der Fußwand eignen sich für schwere Beanspruchungen (Abb. 14).

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.1.6.2 Bermen- und Kronenausbildung

Eine im Deckwerk angeordnete Berme oder auch die Krone werden häufig als Baustraße benutzt. Dazu ist zuerst eine für den Baustellenverkehr ausreichend dicke Asphaltlage herzustellen. Nach Fertigstellung der seeseitigen Böschung – und gegebenenfalls auch der luftseitigen – folgt die endgültige Ausbildung des Kronenbereiches in Profil und Dicke. Für gute Haftung der Lagen aneinander und ausreichend langausgezogene Überlappungen mit den see- und luftseitigen Deckwerksteilen ist zu sorgen (Abb. 26).

Bordsteine sind auch im Kronenbereich Fremdkörper und erfordern eine beidseitige Fugenausbildung mit Fugenfüllung, die während der gesamten Lebensdauer des Deckwerks unterhalten werden muß. Deshalb ist es besser, auf Bordsteine zu verzichten. Wird z. B. eine erhabene Fahrbahnbegrenzung gewünscht, dann kann diese als aufgeklebter Asphalthochbord gestaltet werden, der im mechanischen Verhalten kein Fremdkörper ist und keine Fugenausbildung erfordert.

Ist das Deckwerk im Kronenbereich mit einer Kappe abgeschlossen, so ist für ausreichende Entlüftung der Kappe durch Anordnung von Entlüftungsöffnungen zu sorgen.

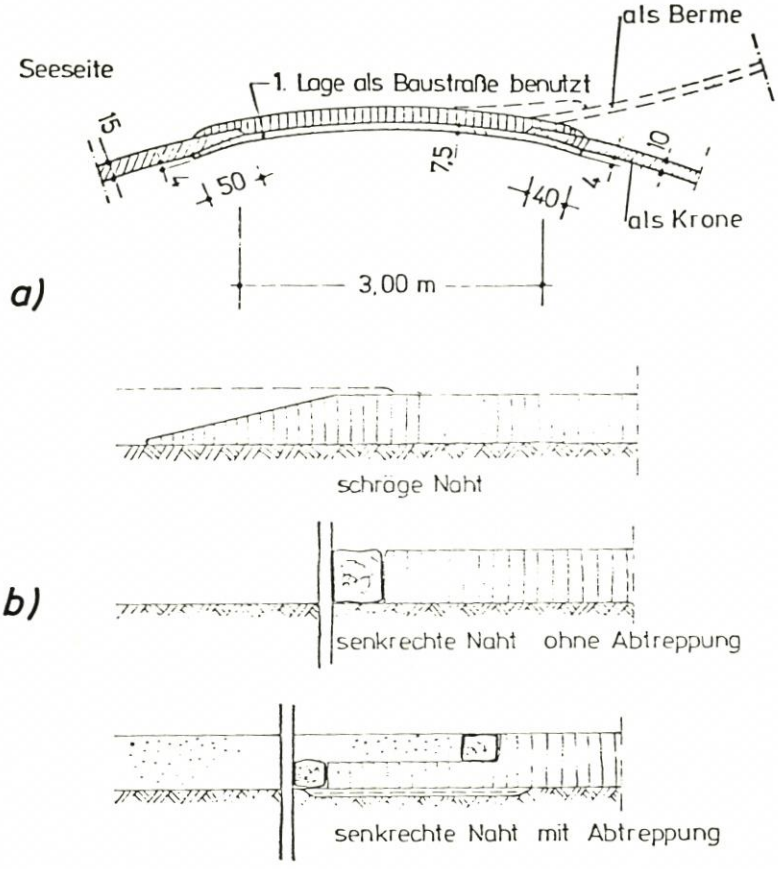


Abb. 26. Überlappungen von Asphaltbetonlagen im a) Kronenbereich und b) Bermenbereich

3.1.6.3 Durchwuchs von Pflanzen

Asphalt ist ein thermoplastischer Baustoff, der unter bestimmten Voraussetzungen von Pflanzen durchwachsen werden kann. Bei Schutzbelägen aus Vergußbauweisen ist der Durchwuchs im allgemeinen unschädlich. Eingußmassen können durchwachsen werden, wenn Steingerüst und Deckwerksdicke dieses zulassen.

Durchwuchs von Dichtungen ist zu verhindern. Dazu kann der Untergrund sterilisiert werden. Asphaltbeton wird bei Dicken von 12 bis 15 cm und einer Wasseraufnahme von höchstens 3 Vol.-% oder einem berechneten Hohlraum von höchstens 4 Vol.-% nicht mehr durchwachsen.

3.2 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise

3.2.1 Asphaltbeton und Bitumen-Mineralgemische

Nach Herstellung in Mischanlagen werden Asphaltbeton und hohlraumreiche Mischgüter im heißen oder warmen Zustand mittels Lastkraftwagen zur Baustelle transportiert. Deren Aufbauten müssen in der kalten Jahreszeit und bei starkem Wind gegen Wärmeverluste isoliert werden, oder das Mischgut muß mit Planen abgedeckt sein. Ist eine kurzzeitige Zwischenlagerung auf der Baustelle unvermeidbar, so sollten dafür Kübel benutzt werden, aus denen das Mischgut zum Verteilen durch Kopflader oder Baggerschaufel entnommen wird.

Eingebaut und abgezogen wird das Mischgut im allgemeinen mit einer Raupe, einem Grader (Abb. 27), einem Kopflader oder einer Baggerschaufel (Abb. 28). Ein Nacharbeiten mit Schieber oder Harke genügt im allgemeinen. Die damit erzielbare Ebenheit der Deckwerksoberfläche reicht in den meisten Fällen aus. Sollten jedoch gelegentlich besondere Anforderungen an die Ebenheit gestellt werden, so können bei geringer Böschungsneignung ($\leqq$ 1 : 4) und in der Horizontalen auch – gegebenenfalls umgebaute – Straßenfertiger Verwendung finden. Als Verdichtungsgeräte werden leichte bis mittlere Vibrationswalzen und gelegentlich auch Gummiradwalzen eingesetzt.

Verdichtungsbauweisen wie Asphaltbeton und Bitumen-Mineralgemische werden im Trockeneinbau angewendet. Dicke Lagen – etwa ab 20 cm – können auch in der kalten Jahreszeit und bei leichtem Regen hergestellt werden. Für den Wintereinbau von Asphaltbeton wurden gelegentlich für die Böschungen abgedeckte und beheizte Fertiger mit Abzieh- und Rüttelbohle eingesetzt, die den Einbau von Heißmischgut in einer Lage praktisch bei jeder Witterung gestatten. Mischguttemperaturen sind auf die Einbaubedingungen einzustellen, ohne daß aber das Bindemittel Bitumen thermisch überbeansprucht wird.

Die Eigenschaften der eingebauten Baustoffe können an Deckstücken und Bohrkernen überprüft werden (s. EAAW 1977, C 9). Die ersten Kontrollen sind nach Einbau der ersten Teilflächen zu beginnen, damit sonst nicht erkennbare Mängel rechtzeitig festgestellt und abgestellt werden können.

3.2.2 Tages- und Arbeitsnähte

Tages- und Arbeitsnähte können in der Fallinie und kronen- oder fußparallel hergestellt werden. Die Arbeitstechnik ist bei beiden Ausführungen gleich. Grundsätzlich können die Anschlußflächen

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 27. Einbau von Asphaltbeton mit Grader



Abb. 28. Einbau von Asphaltbeton mit Baggerschaufel

- senkrecht ohne Abtreppung,
- senkrecht mit Abtreppung oder
- schräg

ausgebildet werden (Abb. 26).

Die senkrechte Fuge ohne Abtreppung ist die einfachere Bauweise. Die senkrechte Naht neigt jedoch insbesondere bei stärkerer Setzung des Untergrundes später zur Öffnung. Es wird dann die abgetreppte Ausführung vorgezogen. Bei schräg ausgezogenen Arbeitsflächen – bei großer Deckwerksdicke bis zu 1 m breit – ist die Rißgefahr im allgemeinen ausgeschlossen. Die Nahtfläche wird gut verdichtet.

Insbesondere bei starker Abkühlung, Versalzung, bei Sandflug oder bei Verschmutzung empfiehlt sich bei der Fugenausbildung das Anwärmen mit Infrarotstrahlern und ein Voranstrich mit Bitumenemulsion oder Heißbitumen. Zweilagige Deckwerke können auch in der unteren Lage mit schrägem, in der oberen Lage mit senkrechtem Anschluß hergestellt werden. Dabei braucht die Nahtkante der oberen Lage nur angestampft zu werden, wenn sie vor Verlegung der zweiten Bahn aufgeheizt wird.

3.2.3 Bitumengestein

Für kompakte Baukörper im Trocken- und Unterwassereinbau werden im allgemeinen bindemittelarme Mischungen wie Bitumensande verwendet. Sind sie in großen Lagerhaufen aufgeschüttet, so behalten sie – bis auf die abgekühlte Kruste – ausreichende Temperaturen für den Heißeinbau über Tage und Wochen. Bitumengestein wird im Trockenen wie Asphaltbeton eingebaut und transportiert; es können auch Transportbänder benutzt werden.

3.2.4 Asphaltverguß

Eingußmassen (Asphaltmastix) werden ebenfalls in Heißmischanlagen hergestellt und können in Rührwerkbehältern zwischengelagert werden. Sie müssen in beheizten Behältern, die immer ein Rührwerk besitzen sollten, transportiert werden. Große Mengen werden über Rinnen und Transportkübel mit Bodenklappe eingebaut. Für den gezielten Einbau mittlerer Mengen werden bereits Asphaltpumpen eingesetzt. Von Hand mit Eimern wird aus wirtschaftlichen Gründen nur an schwer zugänglichen Stellen und auf kleinen Flächen vergossen.

Werden größere Hohlräume auf steilen Böschungen vergossen, so kann die Masse durch Aufstreuen von Splitt auf die Mastixoberfläche am übermäßigen Abfließen gehindert werden. Das Abstreuen mit ausgewählten Gesteinen dient auch der farblichen Angleichung der dunkelgrauen Asphaltoberfläche an die Steinlage und die Umgebung.

Die Einbautemperaturen des Mischgutes hängen von seiner Verwendung – Hohlraumgröße, Böschungsneigung, Einbau im Trockenen oder unter Wasser – und damit von seiner Zusammensetzung ab.

3.2.5 Unterwassereinbau von Asphalt

Heißes Asphaltmischgut, das am Fuß von Längswerken unter Wasser eingebaut werden soll, ist möglichst geschlossen in größeren Partien einzubringen, um Temperaturverluste und Wasserzutritt zu verhindern. Damit wird Schaumbildung bei der Berührung des Mischgutes

Die Küste, 36 (1981), 1-320

mit Wasser sicher vermieden. Der Zusammenhalt der Asphaltmasse kann durch Einwickeln in Hühnerdraht verbessert werden.

Für den Unterwassereinbau von Eingußmassen wurden verschiedene Spezialgeräte entwickelt. Geschlossene Transportkübel mit Bodenklappe, teilweise auch isoliert, sowie Hosenrohre werden mit Seilbaggern an den Einbauort geführt. Rohre mit mechanischer Förderung oder für das Fließen der Masse im freien Fall werden einschließlich der für die Baustoffbevorratung und Mischgutherstellung erforderlichen Maschinen auch auf Schiffen eingesetzt. Für das Verlegen von dünnen Bahnen unter Wasser ist es zweckmäßig, die Rohre gut zu isolieren oder mit einer Mantelheizung (Ölumlauf- oder elektrische Beheizung), insbesondere um die Auslaßöffnungen zu versehen.

Baukörper aus Bitumensand müssen gegebenenfalls durch hochwertige Deckschichten geschützt werden. In Frage kommen hierfür im wesentlichen mit Asphaltmastix vergossene Steinschüttungen oder Mastixgestein.

3.3 Betonbauweisen von Deckwerken

3.3.1 Ortbeton für geschlossene Deckwerke

3.3.1.1 Allgemeines

Bemessungsgrundlagen für Deckwerke aus Ortbeton liegen in allgemein anwendbarer Form nicht vor. Sofern die Beanspruchung bekannt ist, kann nach DIN 1045 bemessen werden. Bei senkrechten Uferschutzwerken ist EAU 75, Abschn. 10, zu beachten. Die Dicke der Ortbetonplatten soll 10 cm nicht unterschreiten (Abb. 29). Bei bewehrten Uferschutzwerken ist eine Betondeckung von 5 cm erforderlich.

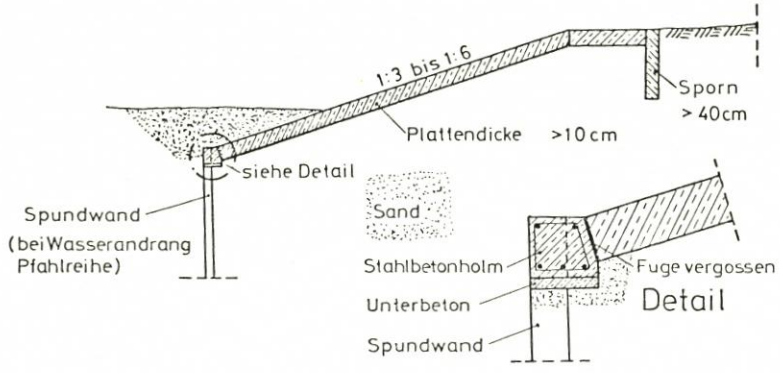


Abb. 29. Geschlossenes Ortbeton-Deckwerk, bei geringer Wellenhöhe glatt

Ortbeton läßt sich streifenweise in Längs- und Querrichtung einbringen. In Querrichtung werden häufig Streifen unter Auslassung jedes zweiten Streifens betoniert. Nach einer ausreichenden Erhärtung der ersten Streifen werden dann die zweiten Streifen mit Preßfuge dicht anbetoniert. Die Preßfugen an den Längsseiten und die Arbeitsfugen sollten zur sicheren Übertragung der Querkräfte als Nut und Feder ausgebildet werden, indem eine Trapez- oder Dreiecksleiste auf die Schalung aufgenagelt wird.

Für die Unterscheidung zwischen „Platte" und „Stein" gilt folgende Begriffsbestimmung: das Verhältnis der Abmessungen Länge (l) zu Dicke (d) ist maßgebend, wobei keine scharfe Abgrenzung möglich und der Übergang fließend ist. Betonkörper mit einem Verhältnis 1: d < 2,5 werden als Steine, mit 1 : d > 2,5 als Platten definiert. Ferner kann die Steingröße dadurch eingeschränkt werden, daß der Stein „handlich" sein soll und von zwei Mann verlegt werden kann. Das Einzelgewicht darf deshalb 50 kg nicht überschreiten.

Die Plattenabmessungen sollten 4 bis max. 7,5 m betragen (Abb. 30) und das größte Seitenverhältnis der Platten 1 : 2. So darf z. B. bei 2 m breiten Streifen der Fugenabstand 4 m nicht überschreiten. Die Fugen können als Scheinfugen ausgebildet werden. Die Fugenkerbe kann eingerüttelt oder eingeschnitten werden und muß mindestens 25 % der Plattendicke tief sein.

Tabelle 2 gibt eine Übersicht über Betonarten und Einbaumethoden. Die wichtigsten Voraussetzungen zur Erreichung der angestrebten Betonqualität und der Einbau werden für die in Tabelle 2, Zeile 4 und 5, genannten Verfahren in Abschnit 3.4.2 erläutert.



Abb. 30. Ortbeton-Deckwerk vor Westerland/Sylt

3.3.1.2 Unterwasserbeton

In vielen Fällen muß der Beton am Fuß der Deckwerke als Unterwasserbeton eingebracht werden. Bei sorgfältiger Herstellung erfüllt der Unterwasserbeton die gleichen Anforderungen wie ein trocken eingebrachter Beton.

Der unter Wasser einzubringende Beton soll geschlossen fließen (Konsistenz K 3), damit er sich ohne Entmischen ausbreitet (Einzelheiten hierzu s. DIN 1045, Abschnit 6.5.7.7 u. 10.4). Der hierbei erforderliche Zusammenhalt und das ohne Verdichtungseinwirkung zu gewährleistende dichte Gefüge verlangen einen hohen Zementleimgehalt. Außer der allgemeinen Anforderung an den Beton muß daher der Zementgehalt eines Betons mit Zuschlag bis 32 mm Größtkorn mindestens 350 kg/m^3 betragen (Mehlkorngehalt 400 kg/m^3). Um den Wassergehalt zu reduzieren und eine gute Fließfähigkeit herzustellen – Konsistenz K 3 oder weicher – wird die Anwendung eines Fließmittels, das ist ein hochwirksamer Betonverflüssi-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 2
Betoneinbaumethoden (nach HERON)

Betonherstellung	Betonart	Einbaumethode
über Wasser	1. Betonfertigteile	– Absenken und Stapeln der Bauteile – Verbinden der Bauteile
	2. Frischbeton verpackt in Kunststoffsäcken	Absenken und Stapeln der Elemente
	3. Mörtel	Injektion in bereits eingebaute Kunststoffmatten
	4. Frischbeton	– Schüttrohr – Pumpen – Hydroventil – Transportkübel
unter Wasser	5. Ausgußbeton	Injektion des Mörtels in das bereits eingebaute Korngerüst (Colcrete- und Prepakt-Verfahren)

ger, empfohlen. Allgemeine Hinweise über die Zusammensetzung von Unterwasserbeton werden in den Empfehlungen C gegeben.

Die Qualität des Unterwasserbetons hängt nicht nur vom Mischungsaufbau, sondern wesentlich von der Einbaumethode ab. Als Beurteilungskriterien sind im allgemeinen Prüfungen der Druckfestigkeit und der Homogenität an Bohrkernen vorzunehmen.

3.3.1.3 Ausgußbeton

Deckwerke können auch mit Ausgußbeton hergestellt werden. Dabei werden die Hohlräume von Schotter- oder Steinschüttungen unter Druck mit Mörtel ausgefüllt. Das Verpressen ist auch unterhalb der Wasserlinie möglich. Die Schüttung soll aus einem Haufwerk bestehen, das keine Korngruppen unter 32 mm enthält. Das Größtkorn des Mörtels darf höchstens $^1/_{10}$ des Kleinstkorns der Schüttung betragen.

Zum Ausgießen der Hohlräume führt man Injektionslanzen bis in den unteren Bereich der Schüttung und drückt von unten aufsteigenden Mörtel in die Hohlräume. Die Eigenschaften des Mörtels müssen den Empfehlungen C entsprechen.

Der Einbau von dichtem Ausgußbeton erfordert besondere Erfahrungen bei der Mörtelherstellung und beim Verpressen der Hohlräume; er ist entsprechend zu überwachen und an Proben nachzuweisen.

3.3.2 Betonsteinpflaster für offene Deckwerke

Betonsteine sollen den Anforderungen im *Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz* entsprechen. Sie haben den Vorzug exakter Maßhaltigkeit und lassen sich daher lohnsparend verlegen (Abb. 21 u. 31). Die auf Formsteine mit Doppelverbund wirken-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

den Druck- und Schubkräfte werden auch durch die Anzahl benachbarter Steine auf den Untergrund übertragen. Der Horizontalverbund verhindert das Auseinanderklaffen bei Verformungen, das den Vertikalverbund unwirksam machen könnte.

Der Verbund gibt die Sicherheit gegen das Herauslösen einzelner Steine. Er kann durch das Eigengewicht, die Reibungswirkung infolge enger Fugen oder durch Verzahnung infolge der Steinform erreicht werden. Die Abmessungen der Steine, vor allem ihre Dicke und ihr Einzelgewicht, richten sich nach den Beanspruchungen (Abb. 32). Verzahnungen ergeben einen Horizontalverbund, einen Vertikalverbund oder Doppelverbund, d. h. zum Beispiel



Abb. 31. Deckwerk aus Betonsteinpflaster auf Bitumensand in Bremerhaven

Betonsteine mit Horizontalverbund und Vertikalverbund. Dadurch ergibt sich eine zusammenhängende Decke, die sich im Vergleich zu großen Betonplatten unterschiedlichen Setzungen des Untergrundes anpassen kann und diese erkennen läßt (Abb. 33 u. 34). Die Betonsteine für Deckwerke werden im Verband mit versetzten Querfugen verlegt, damit in der Fallinie der Böschung keine durchgehenden Fugen bestehen und der Unterbau durch auf- und ablaufendes Wasser nicht ausgewaschen werden kann.

Deckwerke an der offenen See (s. 6., Beisp. 6 u. 7), die starken Wellenbeanspruchungen unterliegen, sind möglichst flach zu böschen, etwa 1:6, um sie nicht durch Druckschlag zu belasten. Der Hohlraum des Filters unter dem Pflaster sollte deshalb möglichst gering sein. Ein Filter mit größerem Hohlraum – wie beispielsweise ein Mineralkornfilter – führt bei Wellenbeanspruchung zu starkem Wasserein- und -austritt durch die Fugen, so daß Schäden am Deckwerk die Folge sein können. Demgegenüber weisen Kunststoff-Filtermatten – besonders PE-Flachgarngewebe – einen äußerst geringen Hohlraum auf und sind als Filter unter Pflasterdecken derartiger Bauwerke geeignet (s. 2.3).

Ein Verbund der Formsteine zu Betonmatten ist mit durchgehenden, nichtrostenden Stahldrähten und -seilen, gelochten Kunststoffolien und -seilen mit geringer Dehnung und hoher Dauerfestigkeit möglich.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

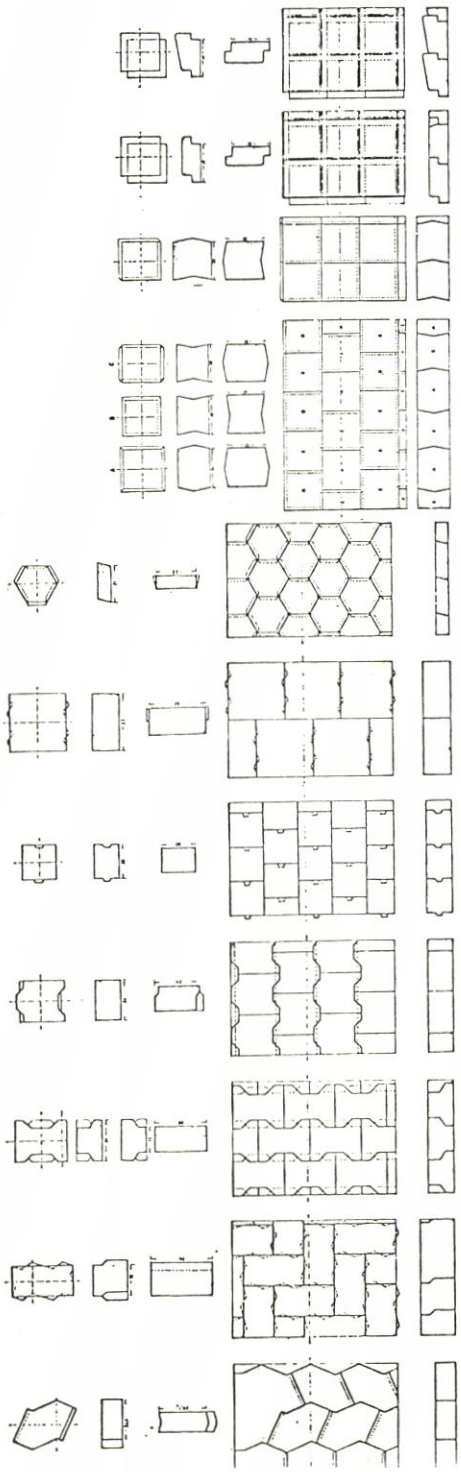


Abb. 32. Beispiele von Betonsteinen mit Horizontal- und Vertikalverbund



Abb. 33. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster mit Horizontal- und Vertikalverbund, Bülker Leuchtturm bei Strande, Kieler Förde

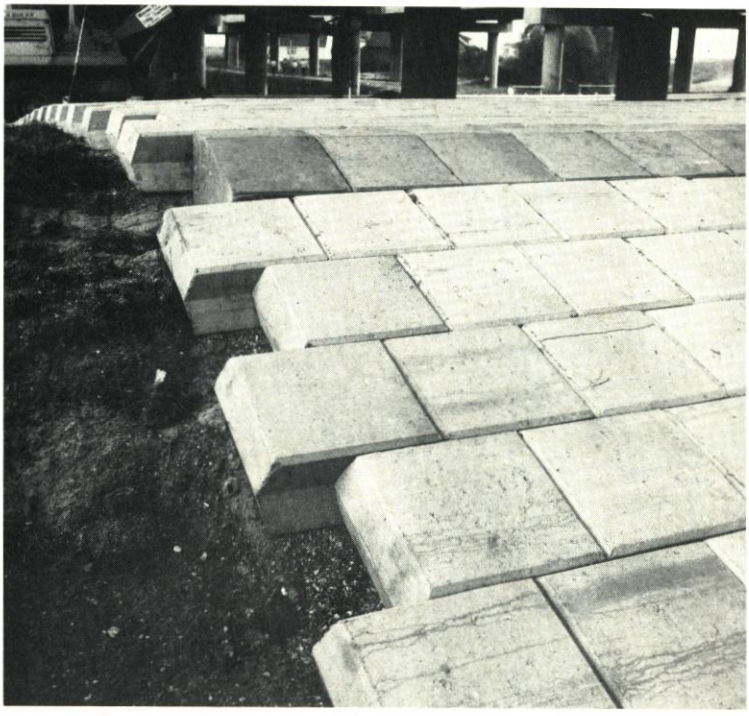


Abb. 34. Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit Vertikalverbund bei Hamburg-Altenwerder

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.3.3 Betonsteinpflaster für geschlossene Deckwerke

In geschlossenen Deckwerken sind die Fugen mit Zementmörtel, Asphaltverguß oder Kunststoffmörtel zu schließen. Durch einen entsprechenden Deckenaufbau ist die Dichtigkeit auf Dauer zu erhalten. Das läßt sich häufig nur durch eine Dichtungsschicht auf der Unterlage, evtl. durch eine Dichtungsfolie erreichen. Für die Decke aus Folie und Steinen ist der Nachweis der Standsicherheit zu erbringen (s. 2.2.2).

Als Richtwerte für geschlossene Deckwerke können die nachstehenden Flächengewichte gelten:

leichte	Deckwerke	3 bis 4 kN/m²
mittlere	Deckwerke	4 bis 6 kN/m²
schwere	Deckwerke	6 bis 10 kN/m² und mehr

Die Deckendicken betragen entsprechend 12 bis 40 cm.

3.3.4 Vorgefertigte Betonplatten

Vorgefertigte Betonplatten haben in der Regel geschlossene Oberflächen. Bei großen Plattenabmessungen (z. B. 1 m², 2 m², 3 m² Fläche) werden in offenen Deckwerken die Platten mit Löchern versehen, um einen in der Böschung oder im Filter vorhandenen hydrostatischen Überdruck schnell abzubauen. Der Filter ist nach den Filterregeln auf den Untergrund und auf die Löcher und Fugen im Plattenbelag abzustimmen (s. 2.3). Die Öffnungen sollen gleichmäßig über die Fläche verteilt sein und der Anteil der Öffnungen 2 % der Gesamtfläche nicht unterschreiten. Ist eine Druckschlagwirkung zu erwarten, so sind die Platten ohne Löcher als geschlossenes Deckwerk zu verlegen und die Fugen mit Zementmörtel, Asphalt- oder Kunststoffmasse zu vergießen.

Der Beton der Platten muß den allgemeinen Anforderungen des Abschnitts 3.3.1.1 entsprechen. Großformatige Platten und vorgespannte Platten sollen nach DIN 1045 und sinngemäß DIN 4227 bemessen und bewehrt werden. Sie sollen nur auf ebenes und gleichmäßig tragfähiges Planum verlegt werden, das keine Setzungen erwarten läßt, um Hohlräume unterhalb zu vermeiden. Ein Vertikalverbund der Platten ist nicht üblich.

3.3.5 Bermen- und Kronenausbildung sowie Deckwerksoberfläche oberhalb MThw

Die befestigte Berme oder Krone des Deckwerks wird zweckmäßig als Bau- und Unterhaltungsstraße genutzt. Eine Betondecke von mindestens 14 bis 16 cm (ZTV Beton 77)

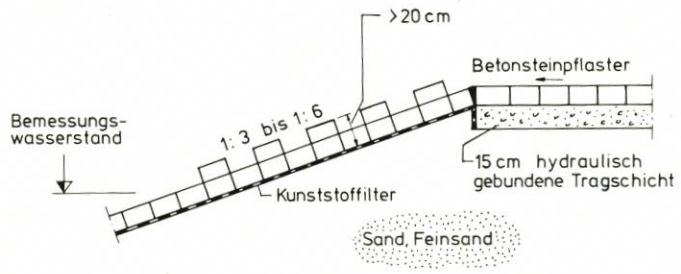


Abb. 35. Offenes Betonsteinpflaster-Deckwerk mit Vertikal- und ggf. Horizontalverbund, oberhalb des Bemessungswasserstandes als Rauhdeckwerk

Die Küste, 36 (1981), 1-320

auf einer zementverfestigten Tragschicht von 15 cm nach TVT 72 oder TVV 74 ist dann erforderlich. Die Betondecke kann ohne Geräteeinsatz auch als Fließbeton eingebracht werden.

Die Neigung der Deckwerksoberfläche wird je nach Beanspruchung zwischen 1 : 3 und 1 : 6 gewählt. Im Bereich zwischen MThw und dem über HHThw liegenden Bemessungswasserstand wird „glatt" gepflastert oder mit Betonplatten gesichert; oberhalb ist ein Rauhdeckwerk (Abb. 35) durch Pflasterung mit Steinen unterschiedlicher Dicken üblich (s. 2.9).

3.4 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise

3.4.1 Ortbeton

Bauteile aus Ortbeton werden in ihrer endgültigen Lage betoniert. Der hierfür notwendige Frischbeton wird auf der Baustelle gemischt (Baustellenbeton) oder als werksgemischter Transportbeton zur Baustelle gebracht. Es werden beim Frischbeton vier Konsistenzbereiche unterschieden, die je nach den Anforderungen an den Beton, an das Bauteil, an Förderung, Verarbeitung und Verdichtungsart zu wählen sind: steif (K 1), plastisch (K 2), weich (K 3) und Fließbeton.

Wegen des Korrosionsschutzes der Bewehrung von Stahlbeton ist besonders im Seebau auf eine vollständige Verdichtung und auf eine geschlossene Oberfläche zu achten. Eine einwandfreie Umhüllung der Bewehrung läßt sich im allgemeinen nur mit Beton der Konsistenz K 2 oder weicher erreichen. Die Betonüberdeckung sollte mindestens 5 cm betragen.

Junger Beton oberhalb des Wasserspiegels ist gegen schädigende Einflüsse wie Austrocknen, starkes Abkühlen, Frost, Regen und stark strömendes Wasser zu schützen. Zum Schutz gegen Austrocknen wird die Oberfläche wenigstens sieben Tage feucht gehalten oder mit einer Kunststoffolie geschützt. Die Nachbehandlung – auch durch Aufsprühen eines Films – ist im Seebau wichtig, da die Betonoberfläche extremen Angriffen durch mechanische und chemische Beanspruchungen ausgesetzt ist. – Für den Einbau gilt die DIN 1045.

3.4.2 Unterwasserbeton

Eine Übersicht über die Betonarten und Einbaumethoden gibt Tabelle 2. Die wichtigsten Maßnahmen beim Betonieren unter Wasser sind nachfolgend getrennt nach Einbaumethoden erläutert.

Schüttrohr- und Pumpmethode: Es werden vertikal angeordnete Schüttrohre von im allgemeinen 20 bis 30 cm Durchmesser, das entspricht dem achtfachen Größtkorndurchmesser, im Abstand von maximal 4 bis 6 m verwendet. Das Rohrende muß während des Betonierens ständig 1 bis 1,5 m tief im Frischbeton eintauchen und mit der Steighöhe des frischen Betons angehoben werden. Ein Ventil oder ein anderes Hilfsmittel zum Verschließen des Rohrendes, wie z. B. ein Papierpfropfen oder Kunststoffball, ist zweckmäßig, um vor Betonierbeginn zu verhindern, daß Wasser in das Rohr eindringt. – Während des Betonierens mit der Pumpmethode ist besonders darauf zu achten, daß das Rohrende nicht seitlich ausweicht.

Hydroventilmethode: Meistens trägt ein längs- und querverfahrbarer Wagen über Wasser einen flexiblen Kunststoffschlauch und ein zylinderförmiges Schild an dessen

Die Küste, 36 (1981), 1-320

unterem Ende. Der Beton wird durch den vertikal hängenden Schlauch gefördert, der vor der Füllung mit Beton durch den Wasserdruck zusammengedrückt und dadurch geschlossen wird. Sobald das Gewicht der Füllung ausreicht, den Schlauch auseinanderzudrücken, gleitet der Beton ohne Entmischung und ohne Kontakt mit dem Wasser nach unten. Hinter einem Betonschub wird der Schlauch durch den Wasserdruck wieder zusammengedrückt, bis die nächste Betonmenge abwärts gleitet. Der Schild befindet sich auf der Ebene der gewünschten Schütthöhe und gewährleistet die Einhaltung dieser Höhe. Auf diese Weise lassen sich Betonbeläge mit relativ geringen Dickentoleranzen herstellen.

Betonieren mit Transportkübeln: Der über Wasser gefüllte Betonkübel wird unter Wasser abgesenkt und auf dem Boden oder dem bereits eingefüllten Beton entleert. Der Kübel sollte immer vollständig gefüllt sein, langsam abgelassen und hochgezogen werden, möglichst etwas in die freie Frischbetonoberfläche eindringen und die sich einstellende fortschreitende Betonböschung von unten her aufbauen.

3.4.3 Ausgußbeton und Fugenverguß

Colcrete- und Prepakt-Mörtel werden in Spezialmischanlagen hergestellt. Beim Colcrete-Verfahren werden die geforderten Eigenschaften im wesentlichen durch hochtourige Mischer, beim Prepakt-Verfahren durch ein spezielles Zusatzmittel erreicht. Der kolloidale Colcrete-Mörtel, auch Colgrout genannt (W/Z-Wert 0,45 bis 0,6; Mischungsverhältnis Zement : Sand 1:1 bis 1:3), wird auch auf größere Entfernungen mit handelsüblichen Mörtel- und Betonpumpen in 2-Zoll-Rohren gefördert und über 1,5-Zoll-Injektionsrohre bzw. zum Steinverguß über einen flexiblen Schlauch mit Lanze eingebracht. Der Prepakt-Mörtel und Prepakt-Transportmörtel (W/Z-Wert rd. 0,5; Mischungsverhältnis Zement : Sand 1:1 bis 1:2 je nach geforderter Festigkeit) wird in gleicher Weise gefördert und verarbeitet.

Bei Unterwasser-Injektionsarbeiten wird die Mörtelspiegelhöhe im allgemeinen mittels Schwimmer in den bis in den unteren Bereich der Schüttung führenden Injektionsrohren oder durch elektrische Widerstandsmessung bestimmt. Die Fließfähigkeit wird mit einem Auslauftrichter, die Mörtelfestigkeit an Prismen und die Betonfestigkeit an Würfeln nach DIN 1048 geprüft.

3.4.4 Pflaster, Platten und Betonfertigteile

Betonsteine und kleinere Platten werden am Fußpunkt beginnend von Hand, größere Platten und Betonfertigteile mit Hubgerät eingebaut. Ein Verbund ist mit Hilfe entsprechender Formgebung oder mit durchgehenden, nichtrostenden Drähten oder Kunststoffolien und -seilen möglich.

Hohe Verlegeleistungen sind durch Verlegegeräte der verschiedensten Art zu erreichen. Für große Platten und Fertigteile werden zur Handhabung häufig Anker, Schlaufen oder ähnliche Hilfsmittel vorgesehen. In einem geschlossenen Deckwerk sollte die Fugenbreite zwischen den einzelnen Elementen mindestens 2 cm betragen, um einen einwandfreien Verguß zu ermöglichen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.5 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen

3.5.1 Allgemeines

Deckwerke aus Natur- oder Schlackensteinen können mit geschlossener oder offener Deckschicht ausgeführt werden (s. 6, Beisp. 8 bis 12). Geschlossene Deckschichten erhalten einen Asphaltverguß (s. 3.1.3) oder eine Zementvermörtelung (s. 3.3.1). Andere nach Spezialrezepturen hergestellte Vergußstoffe werden hier nicht näher behandelt. Die sogenannten „halboffenen" Deckwerke sind wegen der Unklarheit und Problematik in der konstruktiven Gestaltung und Bemessung abzulehnen (s. 2.2). Offene Deckwerke aus Natursteinen bestehen in der Regel aus einer unteren Filterschicht und einer oberen Deckschicht. Bei der Deckschicht ist zu unterscheiden zwischen einer Natursteinschicht

- mit Verklammerung durch Verguß aus Asphaltmastix oder Beton (s. 3.2.4 bzw. 3.3.1.3),
- mit Verkeilen durch kleinere Steine,
- mit einer begrenzten Verzahnung durch die Steinform (z. B. Basaltsäulen, Pflaster),
- mit einer Verpackung in Behältern, z. B. aus Drahtgeflecht (Drahtschottermatte), oder
- ohne jegliche Verbundwirkung oder Verpackung, so daß die Lagestabilität durch das Eigengewicht der Einzelsteine gewährleistet werden muß.

3.5.2 Filter

Die Filterschicht kann bestehen aus

- einem Raumfilter aus abgestuftem Mineralkorn als ungebundenem Kornfilter,
- einer Bitumensandschicht als gebundenem Kornfilter oder
- einem Flächenfilter aus Kunststoffgewebe oder -vlies.

Die ständigen, tidebedingten Wasserstandsschwankungen und die zeitweise erhebliche Seegangsbeanspruchung führen bei vielen Filtern von Deckwerken zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung und zu dynamischen Beanspruchungen. Der Filter ist daher sorgfältig auszuwählen und zu bemessen (s. 2.3). Bei Steinschüttungen eignen sich nur sehr robuste Kunststoffilter mit hoher Zugfestigkeit und günstigem Dehnverhalten als unmittelbare Deckschichtunterlage. Vielfach wird zur geringeren Belastung des Filters vor dem Einbau der Schüttsteine eine Schotterschicht aufgebracht. Grobfädige Kunststoffgewebe und robuste Vliese mit etwa 50 N/mm^2 Zugfestigkeit haben sich bei vorsichtigem Schüttsteineinbau ohne große Fallhöhen als unmittelbare Filterunterlage von Steinschüttungen bewährt.

3.5.3 Deckschicht

Entsprechend den auf das Deckwerk einwirkenden Kräften aus statischer und dynamischer Belastung und mechanischer Beanspruchung muß sicher bemessen werden (s. Empfehlungen A). Dies wird am wirtschaftlichsten erreicht, wenn die Bauweise aus Einzelelementen durch einen großflächigen Verbund ersetzt wird, bei dem linien- oder punktförmig angreifende Kräfte durch eine zusammenhängende Deckschicht großflächig aufgefangen werden können. Wird zwar einerseits die Verbundwirkung angestrebt, so ist doch andererseits auf eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit der Deckschicht zu achten. Auch sind die Sperrbedingungen für die Filterschicht oder den Boden zu erfüllen (s. 2.3).

Aufbau, Konstruktion und Material der Deckschicht müssen eine ausreichende Lagesta-

Die Küste, 36 (1981), 1-320

bilität – besonders Gleitsicherheit – und Witterungsbeständigkeit aufweisen. Nicht verklammerte Deckschichten sind so flexibel, daß sie sich Veränderungen des Untergrundes durch Erosion oder Kolkbildungen anpassen, ohne dabei ihre Funktionsfähigkeit zu verlieren. Bei verklammerten Deckschichten ist eine begrenzte Anpassungsfähigkeit an Verformungen des Untergrundes durch entsprechendes Bruchverhalten anzustreben, d. h. Bruch in ausreichend große, bei Wellenwirkung lagebeständige Stücke.

Als Material für Steindeckschichten sind gebrochene Natursteine oder Schlacken geeignet, in Sonderfällen bei Netz- oder Drahtbauweisen auch Grant. Nach der Bauweise der Deckschichten werden unterschieden:

- Schüttsteindeckwerk mit und ohne Verguß,
- Deckwerk aus Steinsatz,
- Pflasterdeckwerk,
- Steinmatten, Schottermatten,
- Drahtkorbbauweisen.

3.5.4 Schüttsteindeckwerk

Deckschichten aus Schüttsteinen (s. 6, Beisp. 8), auch Steinwurf genannt, werden aus gebrochenen Natur- oder Schlackensteinen hergestellt. Bei einer Deckschicht ohne Verklammerung muß jedes Einzelelement eine ausreichende Sicherheit gegen Abgleiten zum

Tabelle 3
Schüttdichten von Steinschüttungen

Trockenrohdichte	2,3	2,4	2,5	2,65	2,8	3,0	3,2	3,5	3,9
Schüttdichte über Wasser	1,311	1,368	1,425	1,511	1,596	1,710	1,824	1,995	2,223
Schüttdichte unter Wasser	0,741	0,798	0,855	0,941	1,026	1,140	1,254	1,425	1,650
Klasse 0	223	233	242	257	271	291	310	339	378
d = 17 cm	126	136	145	160	174	194	213	242	281
Klasse I	328	342	356	378	399	428	456	499	556
d = 25 cm	185	200	214	235	257	285	314	356	413
Klasse II	524	547	570	604	638	684	730	798	889
d = 40 cm	296	319	342	376	410	456	511	570	660
Klasse III	983	1026	1069	1133	1197	1283	1368	1496	1667
d = 75 cm	556	599	641	705	770	855	941	1069	1238
Klasse IV	1311	1368	1425	1511	1596	1710	1824	1995	2223
d = 100 cm	741	798	855	941	1026	1140	1254	1425	1650
Klasse V	2163	2257	2351	2492	2633	2833	3010	3292	3668
d = 165 cm	1223	1317	1411	1552	1693	1881	2069	2351	2723

1. Zeile = Flächengewicht über Wasser
2. Zeile = Flächengewicht unter Wasser

Böschungsfuß durch das Eigengewicht bieten. Da diese Deckwerkskonstruktion keine Normalkräfte und Biegemomente aufnehmen kann, ist die Lagestabilität des Einzelsteines im wesentlichen von der Böschungsneigung, dem Reibungsbeiwert zwischen Erdkörper und Einzelstein sowie von seinem Eigengewicht abhängig. Entsprechend müssen für Schüttsteinlagen ohne Verklammerung große und schwere Steine verwendet werden. Die Schüttsteine für Deckschichten sind in den Kantenlängen und Korngrößen aufeinander abzustufen, um den Hohlraum gering zu halten und eine Verkeilung untereinander – auch bei loser Schüttung – zu erreichen. Für die Steinklassen 0 bis V können die in Tabelle 3 angegebenen Schüttdichten als Richtwerte angenommen werden.

Der Einbau der Steine in das Deckwerk ist nach vorgeschriebenem Profil über oder unter Wasser vom Schiff aus oder im Trockenen, von Hand oder maschinell möglich. Die Steine bilden ein regelloses Gefüge, das manchmal von Hand oberflächig nachgeschlichtet wird, um eine ebene Deckwerksoberfläche zu erhalten. Beim Schütten unter Wasser ist die Entmischung verschiedener Steingrößen zu berücksichtigen. Ferner ist zu beachten, daß die geschütteten Steine anfangs locker und erst nach Belastung ausreichend eingebettet liegen.

Die Steinschüttungen können mit Asphaltmastix sowie kolloidalem Zement- oder Kunststoffmörtel verklammert werden (s. 3.2.4 u. 3.3.1). Es empfiehlt sich, vermörtelte Deckschichten durch Fugen in Felder aufzuteilen, damit das Deckwerk bei Setzungen des Untergrundes feldweise nachgeben kann. Für die Verklammerung der Steinschüttung müssen die Vergußmenge und das Fließverhalten innerhalb der Steinschüttung so bemessen sein, daß die Vergußmasse innerhalb des Steingerüstes mit möglichst dicken Stegen erstarrt und eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit erhalten bleibt. Als Richtwert wird angenommen, daß $^1/_2$ bis $^1/_3$ des vorhandenen Hohlraumes von der Vergußmasse ausgefüllt werden darf. Dabei muß vermieden werden, daß die Vergußmasse bis zum Filter durchläuft oder auf den Schüttsteinen liegenbleibt (Abb. 36).

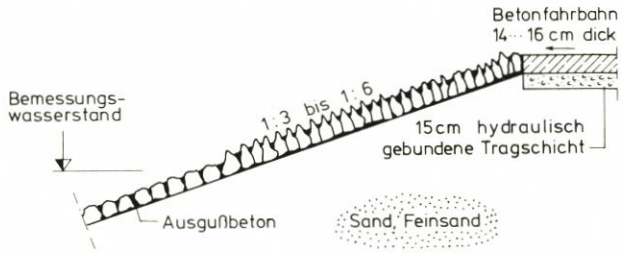


Abb. 36. Geschlossenes Naturstein-Deckwerk mit Ausgußbeton, oberhalb des Bemessungswasserstandes als Rauhdeckwerk

Tabelle 4
Hohlraumgehalt von Steinschüttungen

Klasse	D_{100} cm	Dicke d cm	Hohlraumgehalt dm^3/m^2	Hohlraumgröße ∅ cm
0	11	17	73	1,7
I	16	25	110	2,4
II	26	40	170	3,9
III	50	75	320	7,5
IV	65	100	430	10
V	110	165	710	17

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Für die Schüttsteinklassen 0 bis V können als Richtwerte Hohlraumgehalte und Hohlraumgrößen nach Tabelle 4 angenommen werden.

3.5.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster

Beim Steinsatz werden die Steine von etwa gleicher Höhe hochkant auf ein vorbereitetes Planum von Hand gesetzt, und zwar mit der größeren Fläche nach unten. Die Grundfläche soll möglichst eben sein. Die Steine sind so eng wie möglich zu setzen. Größe und Gewicht der Steine richten sich nach den Beanspruchungen. Die Steine können durch Verkeilen mit kleinen Steinen oder Verguß zusätzlich gesichert werden. Der Steinsatz wird häufig für Rauhdeckwerke verwendet (s. 2.9), die zu etwa einem Drittel der Steinhöhe vergossen werden (s. 6, Beisp. 9 u. 10; Abb. 37).



Abb. 37. Rauhdeckwerk aus Steinsatz mit Verguß aus kolloidalem Zementmörtel

Das Pflasterdeckwerk aus Natursteinen oder Schlackensteinen entspricht dem Deckwerk aus Steinsatz mit dem Unterschied, daß durch die vielfach künstlich hergestellte regelmäßige Form der Steine eine bessere Verzahnung und ein geringerer Fugenanteil der Deckschicht erzielt wird. Die Oberfläche kann eben oder rauh hergestellt werden (s. 6, Beisp. 11 u. 12).

3.5.6 Drahtschotterbauweise

Drahtschotterbehälter bestehen aus Drahtkörben mit rechteckigem, trapezförmigem oder rundem Querschnitt oder aus großflächigen, mattenförmigen Behältern, die mit Schotter oder Kies gefüllt sind. Sie können dort vorteilhaft eingesetzt werden, wo Schotter und Kies örtlich verfügbar oder preisgünstig lieferbar sind.

Die Formgebung der einzelnen Bauelemente läßt sich der Örtlichkeit und ihrer Funktion gut anpassen. Die Behälter sind verformbar und geben bei Veränderungen des Untergrundes

Die Küste, 36 (1981), 1-320

flexibel nach. Das Material besteht aus mehrfach gedrehtem Drahtgeflecht – doppelt feuerverzinkt, PVC-ummantelt oder gesintert. Die Maschenweite der Behälter richtet sich nach der Korngröße des Füllmaterials.

Nach den bisherigen Erfahrungen hat diese Bauweise – auch in Form der großflächig hergestellten Stein- oder Schottermatten – bei schweren Beanspruchungen keinen Bestand. Bei mittlerer Beanspruchung wird sie oft ausreichen. Werden die Drahtbehälter durch Korrosion zerstört, so kann nachträglich ein Oberflächenverbund durch Zementvermörtelung oder Asphaltverguß hergestellt werden.

3.6 Allgemeine Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken

Die in den Abschnitten 3.1 bis 3.5 beschriebenen, aus verschiedenen Baustoffen aufgebauten Deckenbeläge sind als Systemskizzen in Tabelle 1 zusammengestellt. Auch wird dazu auf die Empfehlungen F, Abschnitt 4, verwiesen.

Von der Wahl der Deckwerksart und deren späteren Bauausführung in der Örtlichkeit wird die technische Durchführbarkeit und deren Wirtschaftlichkeit bestimmt. Vor allem sind Witterung, Tide, Transportweg und Wasserhaltungen ausschlaggebend für die Art und Weise des Einbaues. Außerdem besteht im Küstenschutz im allgemeinen eine relativ kurze Bauzeit von April bis Oktober. Der Witterungseinfluß als unbeeinflußbarer Faktor erschwert die Herstellung eines Deckwerks. Asphalt- und Bitumengemische können bei starker Kälte nur bedingt eingebaut werden. Die Tidebewegung beschränkt die tägliche Arbeitszeit. Mit erhöhten Tiden, die die Arbeitszeit weiter verkürzen, muß stets gerechnet werden.

Abgelegene Baustellen auf den Inseln und an der Festlandsküste sind häufig nur über leichte Wirtschaftswege zu erreichen, die vorher ausgebaut oder hinterher wieder instandgesetzt werden müssen. Die Möglichkeit des Transports auf dem Wasserwege ist zu prüfen. Der Transport der Baustoffe kann die Kosten der Bauwerke sehr stark beeinflussen.

4. Strandmauern und andere Längswerke

4.1 Strandmauern

Strandmauern wurden erst etwa 50 Jahre nach dem Bau von Deckwerken errichtet, wie es die Beispiele 13 bis 15 in Abschnitt 6 zeigen. Sie rufen durch ihre Steilheit beim Brechen der Wellen eine sehr starke Turbulenz an ihrem Fuß hervor, die zur Erosion des Strandes führt und damit ihre Standfestigkeit gefährdet. Strandmauern werden deshalb heute nur noch gebaut, wenn z. B. wegen des zu schmalen Vorstrandes oder aufgrund der Geländeverhältnisse die Anordnung eines flachgeneigten Deckwerks wirtschaftlich nicht tragbar ist, wie es häufig an Steilküsten vorkommt (Abb. 38). In ihrer Funktion unterscheiden sie sich nicht von Deckwerken (s. 1.1).

Strandmauern sollen als Schwergewichtsmauern ohne Hinterfüllung standsicher sein. Gefährdet sind sie durch Unter- oder Hinterspülung, durch Kippen, wenn ausreichende bauliche Sicherungen fehlen. Ferner kann der Druckschlag brandender Wellen sprengend in Fugen und Rissen der Mauer wirken.

Für die Standsicherheit von Strandmauern sind erforderlich:

- Kippsicherheit des Bauwerkskörpers gegenüber den Wellenkräften und dem Erddruck,
- Fußsicherung zur Verhinderung der Unterspülung der Mauer und

Die Küste, 36 (1981), 1-320

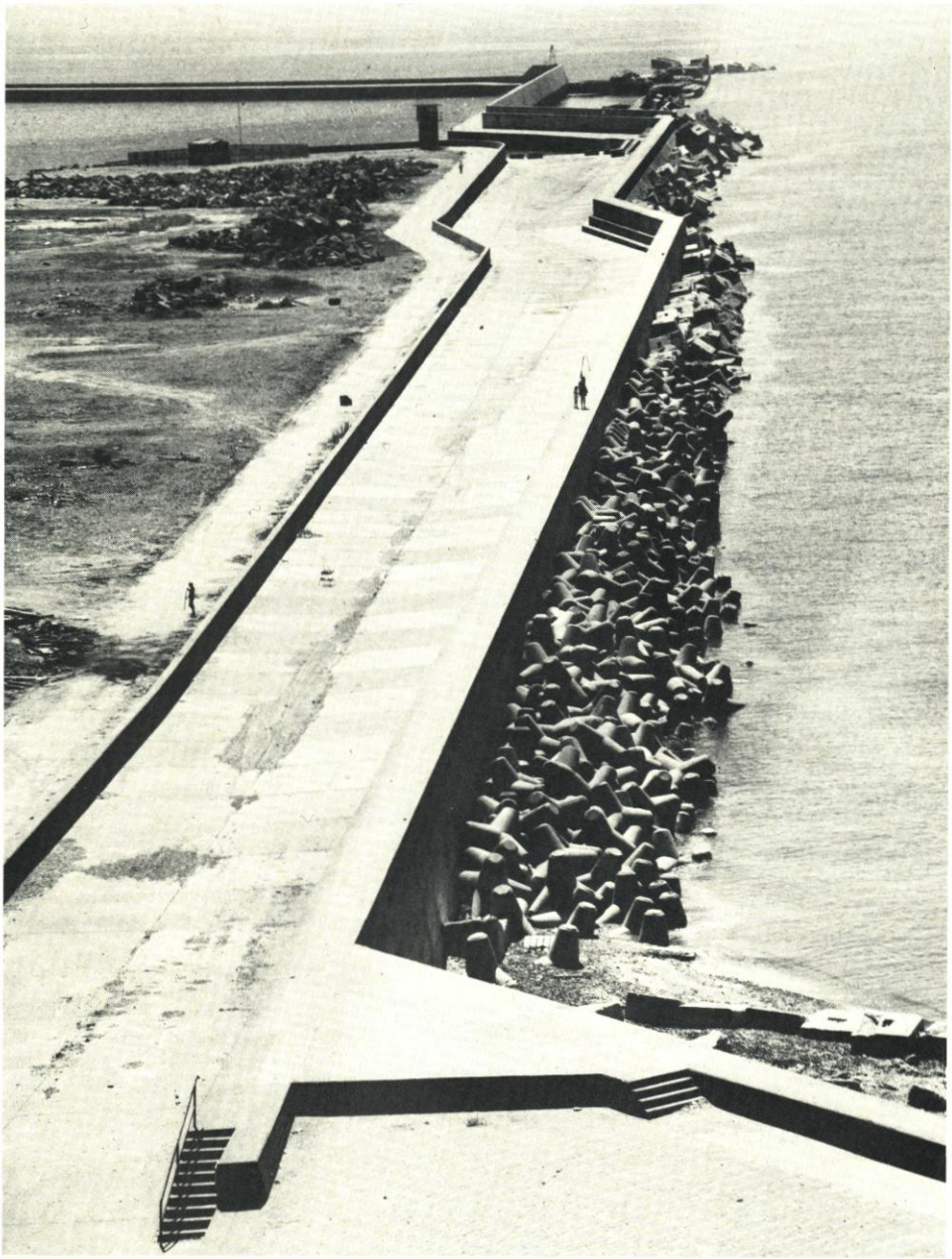


Abb. 38. Südwestschutzmauer auf Helgoland mit Wassersturzbett und Fußsicherung durch Tetrapoden und Blöcke

Die Küste, 36 (1981), 1-320

– Sicherung der Mauerkrone gegen Hinterspülung infolge von Wellenüberlauf und Spritzwasser.

Die Beanspruchungen von Mauern können gemindert werden:

– Eine Abschrägung der Stirnseite verringert den Anteil wirksamer Wellenbelastung.
– Eine senkrecht konkave Gestaltung des Oberteils der Mauer (Wellenabweiser) sowie eine ausreichende Höhe der Mauerkrone vermindern den Wellenüberlauf.

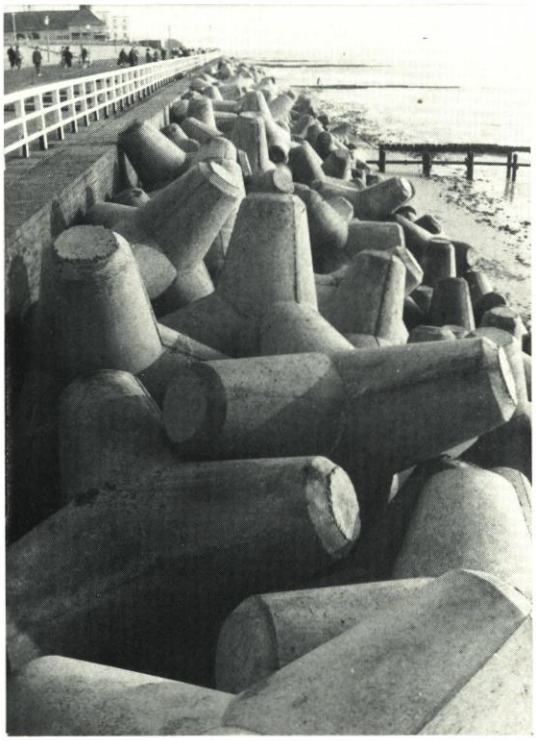


Abb. 39. Tetrapoden-Längswerk vor der Strandmauer von Westerland/Sylt

– Eine möglichst fugenlose Gestaltung der Stirnseite der Mauer verhindert deren Beschädigung durch Druckschläge.
– Die Auflösung des Bauwerks, z. B. Perforation der Kontaktfläche, vermindert die Wellenreflexion bei starker Wellenbelastung; eine gleiche Wirkung haben Packungen aus Betonformkörpern (Abb. 38 u. 39).

Die Hauptbelastung von Strandmauern bringt der Seegang. Für die Bemessung ist daher das örtliche Wellenklima nach statistischen Verfahren zu analysieren, wobei wechselnde Wasserstände zu beachten sind (s. Empfehlungen A).

Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Strandmauern, die als Stützmauern gelten können, enthalten die einschlägigen Taschenbücher. Zur Erddruckermittlung ist DIN 1055, Teil 2, zu beachten. Eine speziellere Form zur Erddruckermittlung wird voraussichtlich als DIN 4016 erscheinen. Sofern bei unregelmäßigeren Formen von Mauerquerschnitt und Geländeoberfläche graphische Erddruckermittlungen erforderlich sind, wird auf die Angaben im Grundbau-Taschenbuch (1966) und auf den Abschnitt „Erddruck" im Beton-Kalender verwiesen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Die Standsicherheit der Mauer ist gemäß DIN 1054 zu ermitteln, wobei in der Regel der Nachweis zulässiger Sohlpressungen nach Tabellenwerten ersetzt werden sollte durch den übergeordneten Nachweis der Gleit- und der Grundbruchsicherheit, letztere dann nach DIN 4017, Teil 2. Ein spezieller Kippsicherheitsnachweis entfällt durch diesen Grundbruchnachweis.

Eine Schwergewichtsmauer ist gegen Kolkungen und Unterspülungen durch eine Spundwand längs der Mauervorderkante zu sichern. Hinweise zur Berücksichtigung einer solchen Spundwand in der statischen Berechnung finden sich im Grundbau-Taschenbuch (1966) im Abschnitt „Standsicherheit der Grundbauwerke".

4.2 Längswerke aus Betonformkörpern

Längswerke aus Betonformkörpern wirken, indem sie die Welle vor der Düne oder dem Kliff brechen und so die Brandungsenergie fernhalten. Sie sind in der Regel durchlässig, und

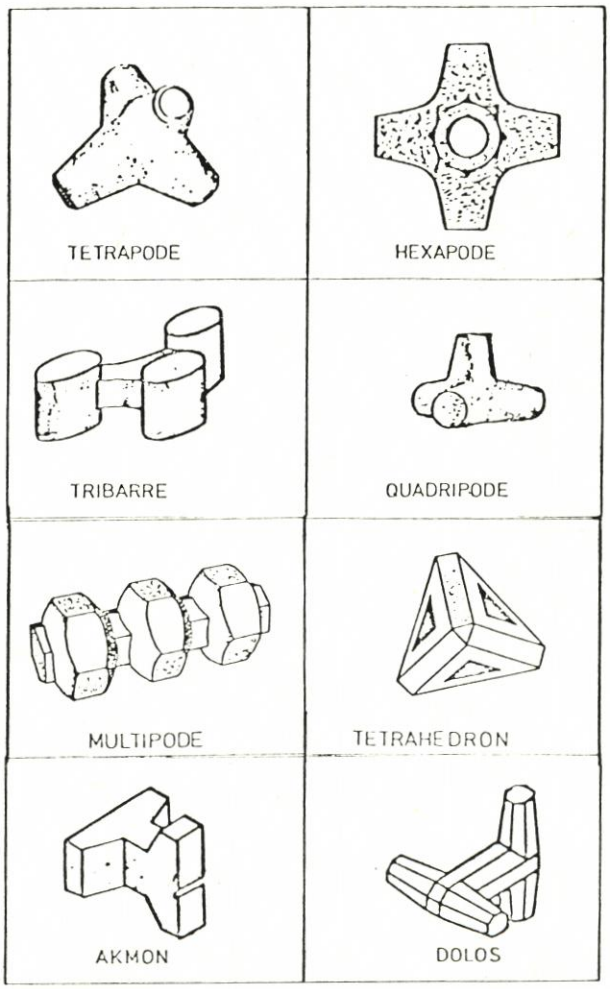


Abb. 40. Zusammenstellung bekannter Betonformkörper für Längswerke

die Wellenenergie wird vernichtet, wenn die angreifende Welle in den zahlreichen Hohlräumen in kleine turbulente Strömungen mit verschiedener Stoßrichtung aufgeteilt wird. Infolgedessen gelangt nur noch ein ungefährlicher Rest der Brandungsenergie an die zu schützende Abbruchkante, Ufermauer oder Düne.

Abb. 40 zeigt bekannte Formkörper, die meist für Deckschichten von geneigten Wellenbrechern entwickelt wurden, jedoch ebenso für die Herstellung von Längswerken (s. 6, Beisp. 16) verwendet werden. Tideströmungen und starker Seegang bestimmen die Neigung und die Kronenhöhe und somit die Anzahl der Lagen und deren Verankerung (Abb. 41).

Wegen kurzer Transportwege werden in der Regel die Betonformkörper in Baustellennähe hergestellt. Stahlschalung in Form von Fertigteilen zur ständigen Wiederverwendung ist kostensparend und leicht zu verarbeiten. Der Transport zur Einbaustelle im Schiffs-, Gleis- oder LKW-Betrieb hängt von deren Lage ab. Gesetzt werden die Formkörper mit Kränen oder Seilbaggern, als Schüttwerk bedürfen sie lediglich einer Nacharbeitung.

Formkörper-Längswerke sind gegen Einsinken durch eine Sohlensicherung zu schützen, denn ohne Unterlage würden sie bei Sturmfluten freigespült und versacken. Als Unterbau sind Kunststoff-Filtergewebe mit hoher Zugfestigkeit oder mit Asphalt vergossene Steinschüttungen verwendet worden, von denen sich letztere jedoch als sehr zeit- und kostenaufwendig erwiesen haben.

4.3 Sandgefüllte Kunststoff-Gewebeschläuche

Der Gewebeschlauch bietet eine günstige Umhüllung für örtlich vorhandenen, ggf. sogar schluffigen Sand, um einen homogenen Baukörper herzustellen. Der nahezu kreisrunde, gefüllte Schlauch bildet ohne andere Baustoffe und Bauteile ein dammartiges Bauwerk, das einfach und schnell hergestellt werden kann.

Verwendet worden sind diese Schläuche an sandigen Küsten
- als Längswerke auf erodierenden Stränden und
- zur Stabilisierung einer Strandaufspülung auf Langeoog (Abb. 42).

Zu unterscheiden ist zwischen zwei verschiedenen Schlaucharten und zwei verschiedenen Füllverfahren:

Die dänischen Longard-Schläuche aus Polypropylen-Flachgarngewebe (s. Empfehlungen C) sind durch Einlage eines inneren Schlauches aus einer dünnen Folie undurchlässig konfektioniert. Gefüllt wird der Schlauch in seiner endgültigen Lage, indem der in einen Trichter gefüllte Sand dosiert in die Rohrleitung gegeben wird, durch die der Sand mit Wasser als Transportmittel von einer Pumpe in den Schlauch gedrückt wird. Während der Sand sich in dem Schlauch mit 1 m Durchmesser ablagert, wird das Wasser am anderen Ende des 100 m langen Schlauches durch ein dünnes Rohr abgelassen. Es können auch Doppelschläuche als Zwillingsschlauch zusammenhängend gewebt geliefert werden (s. 6, Beisp. 17; Abb. 42).

In einem an der ostfriesischen Küste entwickelten Verfahren wird ein Gewebe aus Polyäthylen verwendet, das so dicht ist, daß der Schlauch keiner dichtenden Folie bedarf. Schläuche mit Durchmessern bis 1,2 m werden nahtlos konfektioniert. Größere Durchmesser bis 1,8 m werden durch zugfestes Zusammennähen von Einzelbahnen gefertigt. Bei diesem Verfahren wird der Schlauch mit einem Spül- oder Cutterbagger gefüllt. Der Sand lagert sich von der Einlaufseite her im Schlauch ab. Das Spülwasser fließt durch ein Spülrohr am Ende des Schlauches von 50 oder 100 m Länge wieder ab. Durch dieses hochliegende Spülrohr kann der Innendruck im Schlauch gesteuert werden (Abb. 43).

Besteht die Absicht, ein hinter einem Schlauch aufgespültes Strandgelände oder Deich-

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 41. Tetrapoden-Längswerk im Norden von Westerland/Sylt

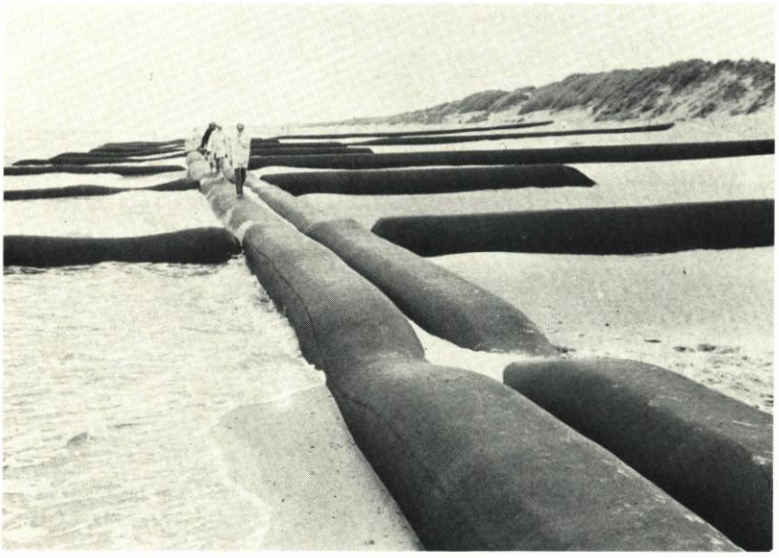


Abb. 42. Schlauchwerk aus Kunststoff-Gewebeschläuchen mit Sandfüllung auf der Insel Langeoog vor einer im Abbruch liegenden Düne

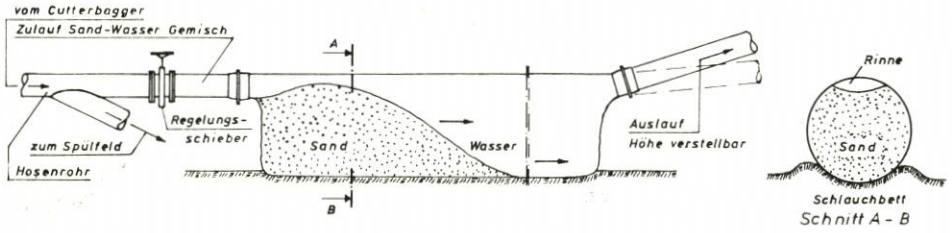


Abb. 43. Füllen eines Kunststoff-Gewebeschlauches im Spülverfahren

vorland durch ein Schrägdeckwerk dauerhaft zu sichern, so kann der Schlauch mit dem Deckwerk überbaut werden. Der Schlauch bleibt dabei als zweite Sicherheit für den Bestand der Aufspülfläche bei etwaigem Deckwerksschaden erhalten (Abb. 44).

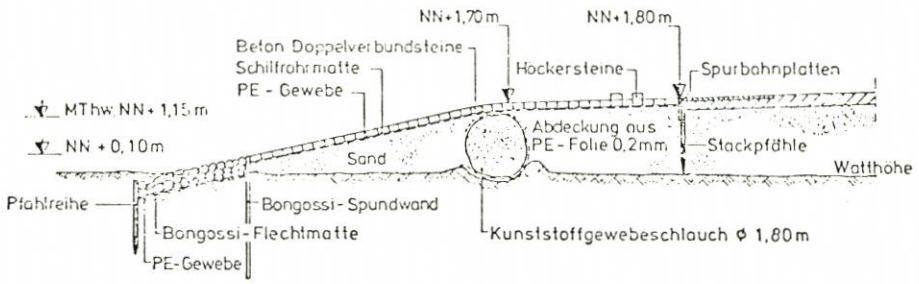


Abb. 44. Kunststoff-Gewebeschlauch als Begrenzung der Strandvorspülung Norddeich, später mit Deckwerk überbaut

Das letztere Verfahren ist vor allem bei gleichzeitiger Aufspülung von Stränden, Vorländern und Einspülung von Spülgut wirtschaftlich, während das Longard-Verfahren bei schnellen Einzelmaßnahmen – z. B. nach Sturmfluten zur Abriegelung von Einbrüchen und dergl. – oder auf festen Stränden ohne gleichzeitige Aufspülung mit geringem Geräteeinsatz vorteilhaft ist.



Abb. 45. Pfahlschutzwerk auf Baltrum

4.4 Pfahlschutzwerk

Eine Sonderform des Längswerkes, das Pfahlschutzwerk, sei der Vollständigkeit halber wegen seiner Bedeutung in der Vergangenheit für den Schutz der Inseln an der Nordseeküste erwähnt. Während die meisten Pfahlschutzwerke nach Zerstörungen durch andere Konstruktionen ersetzt wurden, erfüllt es an dem weniger im Angriff liegenden Südweststrand von Baltrum seine Schutzfunktion nach wie vor (s. 6, Beisp. 18; Abb. 45). Es wurde 1883 erbaut

Die Küste, 36 (1981), 1-320

und 1931 völlig umgebaut. Im Pfahlschutzwerk sind 2,25 m lange, nach hinten abgestützte, senkrechte Rundhölzer auf dem 1,4 bis 1,9 m über MThw hochgezogenen Steindamm aufgestellt, wodurch die wellendämpfende Wirkung einer durchbrochenen Wand gegeben ist.

5. Kontrolle des Erhaltungszustandes von Längswerken

5.1 Überprüfung der Bauwerksteile

Starre Längswerke lassen wegen ihrer Bauweise weder Lage- noch Formänderungen zu. Die Kontrolle erstreckt sich deshalb vor allem auf den baulichen Zustand der Oberfläche – abplatzender Beton an Mauern u. ä. – sowie des Gefüges – Lockerung einzelner Steine in Deckwerken, Risse in Platten u. ä.

Neben der einfachen Besichtigung und Abschätzung der Schäden leisten Fotoaufnahmen eine gute Hilfe für die Dokumentation, deren Aussagekraft noch vergrößert wird, wenn die Aufnahmen in regelmäßigen Abständen, z. B. jährlich oder halbjährlich, von jeweils gleichen Standpunkten aus mit gleichem Blickwinkel gemacht werden. Für die Reparatur großer Schäden ist eine vorherige genaue Vermessung erforderlich, um die Instandsetzung planen und kostenmäßig veranschlagen zu können.

Die Standsicherheit von Längswerken hängt von den Höhenänderungen des Strandes an ihrem Fuß ab. Durch regelmäßige Vermessungen und Darstellungen in Höhenplänen läßt sich die Entwicklungstendenz des Strandes erkennen und rechtzeitig Abhilfe schaffen.

An verformbaren Längswerken wie Formkörperpackungen, sandgefüllten Schläuchen u. ä. sind vergleichende Messungen der Höhenlage sehr wichtig, indem feste Bezugspunkte am Bauwerk (z. B. Farbpunkt) regelmäßig eingemessen und Veränderungen in der Höhenlage als Diagramm dargestellt werden. Bei starker Verformung ist auch die vergleichende Lagemessung der Bezugspunkte sinnvoll.

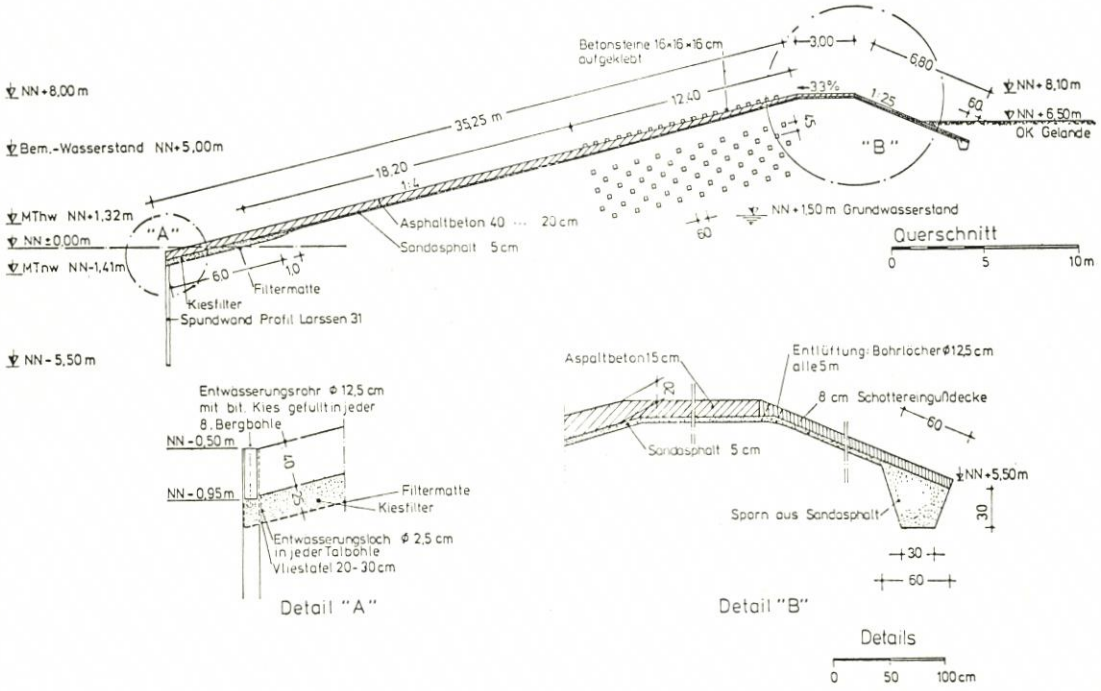
5.2 Strandbeobachtungen zur Kontrolle der Wirkung von Längswerken

Durch die bereits genannten Vermessungen des Strandes und evtl. auch des Vorstrandes vor dem Längswerk ist die Strandhöhenveränderung zu verfolgen, falls durch reflektierenden Seegang Erosion hervorgerufen oder verstärkt wird. Dabei lassen sich aus den Veränderungen am Strand und an der Düne hinter dem Längswerk dessen positive oder negative Wirkungen feststellen. Besondere Bedeutung kommt der Strandentwicklung an den Enden des Längswerkes zu, wo es fast immer zur Lee-Erosion kommt.

Der Bereich, in dem die Strand- und Dünenveränderungen zu beobachten sind, kann sich seewärts bis 500 m und an den Enden bis zu 1000 m – bis zum Ende der Erosionsbucht – erstrecken. Landeinwärts ist die erste Dünenkette einzubeziehen, wodurch sich ein Bereich bis zu 300 m Tiefe ergeben kann. Die Häufigkeit der Messungen ist von der Geschwindigkeit der Veränderungen abhängig, die wiederum von der Größe der einwirkenden Kräfte (Seegang, Strömung, Sturmfluthäufigkeit), der Neigung, vom Kornaufbau und vom Strand und Vorstrand bestimmt werden.

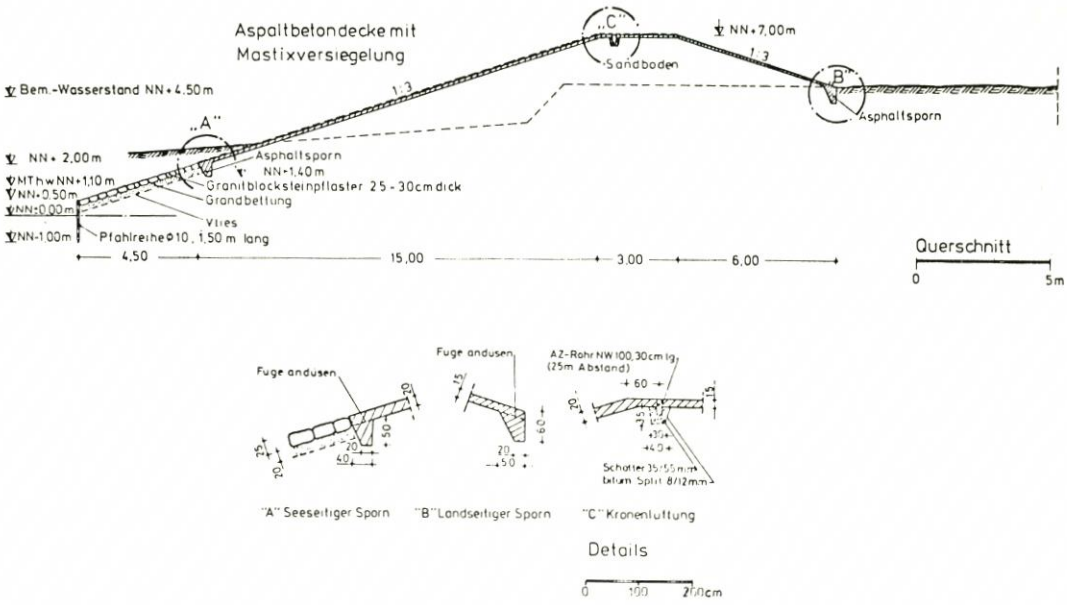
6. Beispiele ausgeführter Längswerkkonstruktionen

Beispiel 1: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen
Beispiel 2: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche
Beispiel 3: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche
Beispiel 4: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche
Beispiel 5: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage
Beispiel 6: Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage
Beispiel 7: Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche
Beispiel 8: Deckwerk aus vermörtelten Schüttsteinen und Steinsatz
Beispiel 9: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche
Beispiel 10: Deckwerk aus Steinsatz und Verguß mit rauher Oberfläche und Vorlage
Beispiel 11: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage
Beispiel 12: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage
Beispiel 13: Strandmauer mit S-Profil und Vorlage
Beispiel 14: Schwergewichts-Strandmauer mit Vorlage
Beispiel 15: Strandmauer mit vorgelagertem Formkörper-Packwerk auf Basaltpflaster und Vorlage
Beispiel 16: Tetrapoden-Längswerk auf Gewebeunterlage
Beispiel 17: Längswerk aus sandgefüllten Gewebeschläuchen
Beispiel 18: Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau



Beispiel 1:

Deckwerkstyp: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen
Lage: Westende der Insel Wangerooge, südlich Buhne II
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1974
Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Spundwand, Profil Larssen 31, die obere Sicherung ein Sporn aus Sandasphalt. Das Deckwerk ist eine geschlossene Asphaltbetondecke auf Bitumensand mit Rauhigkeitselementen im oberen Bereich. Entwässert wird im unteren Bereich über einen auf Filtermatten gelagerten Kiesfilter. Entlüftet wird durch im rückwärtigen Kronenbereich angeordnete Bohrlöcher.
Beurteilung: Der schwere Seegang trifft nicht frontal auf das Deckwerk. Die seeseitige Deckendicke mit 20 bis 40 cm ist daher ausreichend. Durch die Anordnung der Entlüftungs- und Entwässerungseinrichtungen werden auftretende Innendrücke abgebaut, so daß von hierher keine Gefahr besteht.



Beispiel 2:

Deckwerkstyp: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Westküste der Insel Föhr bei Utersum am Übergang vom Landesschutzdeich zur hohen Geestküste

Beanspruchung: Schwerer Seegang

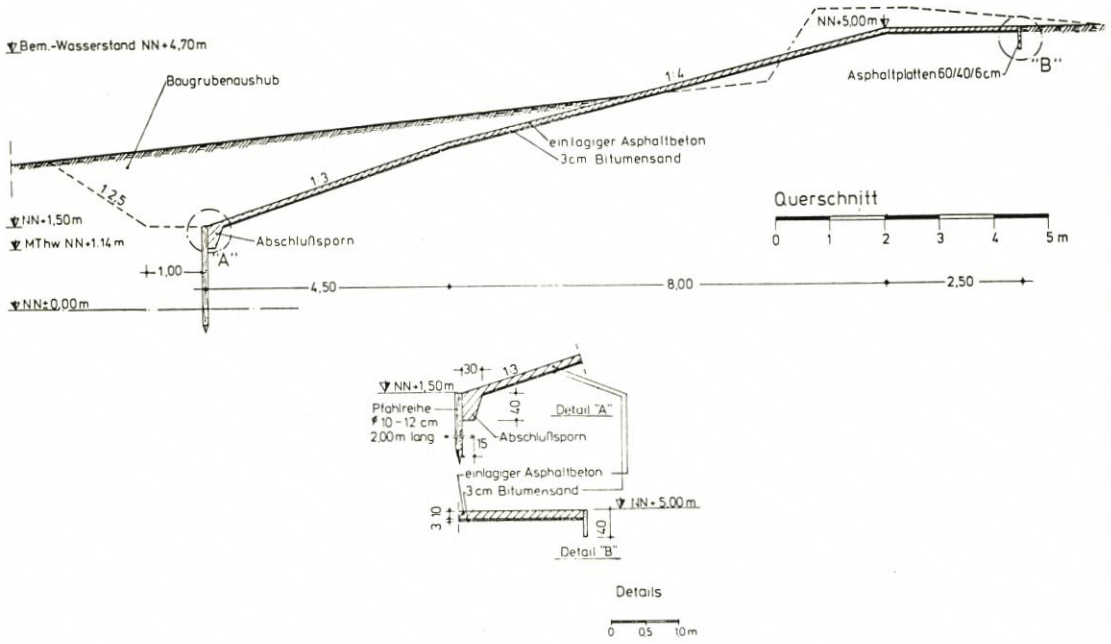
Baugrund: Leicht schluffiger Fein- und Mittelsand

Baujahr: 1976

Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Pfahlreihe vor dem Asphaltsporn, die obere Sicherung ebenfalls ein Asphaltsporn. Das Deckwerk ist in der Wasserwechselzone bis NN + 2,00 m offen aus Granitsteinpflaster auf Grandbettung, anschließend bis zur Deichkrone eine geschlossene Asphaltbetondecke. Gefordert wurde ein Hohlraumgehalt unter 4 % (vorh. i. M. 4,6 %) und eine Oberflächenversiegelung der seeseitigen Decke mit 10 bis 12 kg/m² Mastix.

Beurteilung: Rascher Abbau eines möglichen Wasserüberdruckes durch das offene Steinpflasterdeckwerk, das über MThw hochgezogen ist. Deshalb ist auch die verhältnismäßig steile Neigung vertretbar; sie dürfte jedoch nahe an der Standsicherheitsgrenze liegen. Durch die Versiegelung soll die Verwitterung der Oberfläche verhindert werden, die bei einem berechneten Hohlraumgehalt $< 4\,\%$ jedoch nicht zwingend notwendig ist. Die seeseitige Deckendicke von 0,20 m genügt für die in diesem Bereich auftretenden Wellenkräfte.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Beispiel 3:

Deckwerkstyp: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Südküste der Insel Föhr vor der Greveling-Niederung

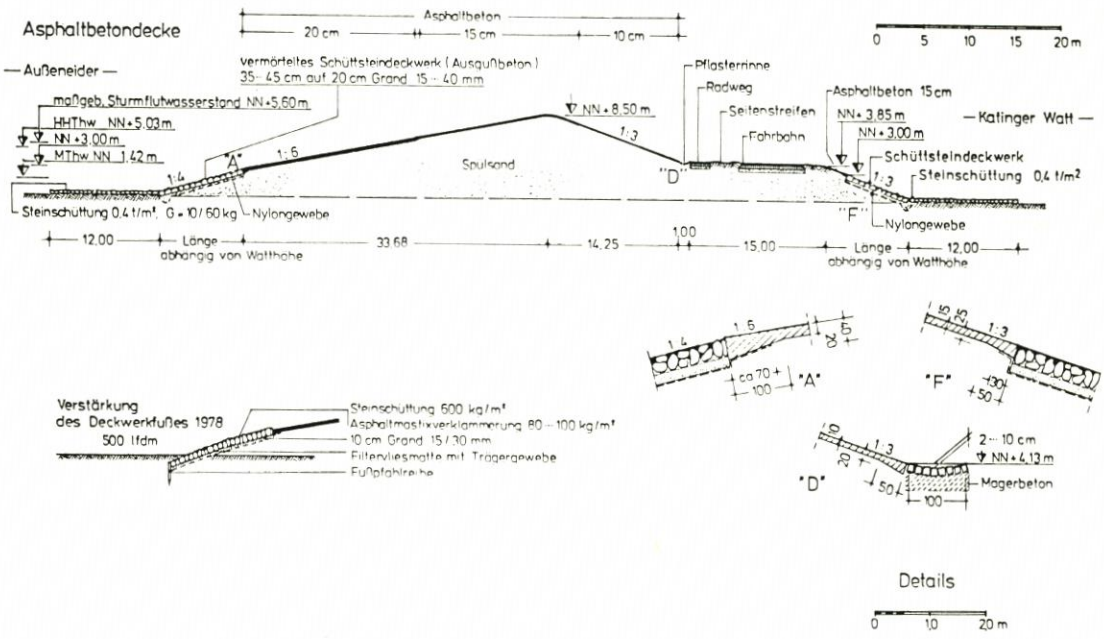
Beanspruchung: Mittlerer Seegang

Baugrund: Mittel- und Grobsand im Strandbereich, am Geestrand Fein- und Mittelsandschichten mit humosen Beimengungen

Baujahr: 1968

Bauweise: Fußsicherung: Pfahlreihe vor Asphaltsporn
Obere Sicherung: Tiefbord aus Asphaltplatten
Deckwerksaufbau: einlagiger Asphaltbeton auf Bitumensand, keine Mastixversiegelung, Erdplanum vor Einbau mit 80 g/m² Herbizide behandelt

Beurteilung: Infolge hoher Lage des Sporns am Fuß des Deckwerks wird das Grundwasser mit ausreichender Sicherheit durch die Mittel- und Grobsandschichten abgeführt. Verwitterungen an der Oberfläche bis zu einer Tiefe von 1 bis 2 cm, rückwärtige Sicherung durch Asphaltplatten nicht zweckmäßig, Anordnung eines durchgehenden Asphaltbetonsporns wirksamer, keine Durchwuchsschäden. Bei der bisher schwersten Sturmflut im Januar 1976 zwischen NN + 2,00 und NN + 4,00 m (Neigung 1:3 und 1:4) verschiedene Längs- und Querrisse. Für derartige Deckwerke ist eine Mindestdicke von 15 cm erforderlich.



Beispiel 4:

Deckwerkstyp: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Eidermündung unterhalb von Tönning

Beanspruchung: Schwerer Seegang und Tideströmungen

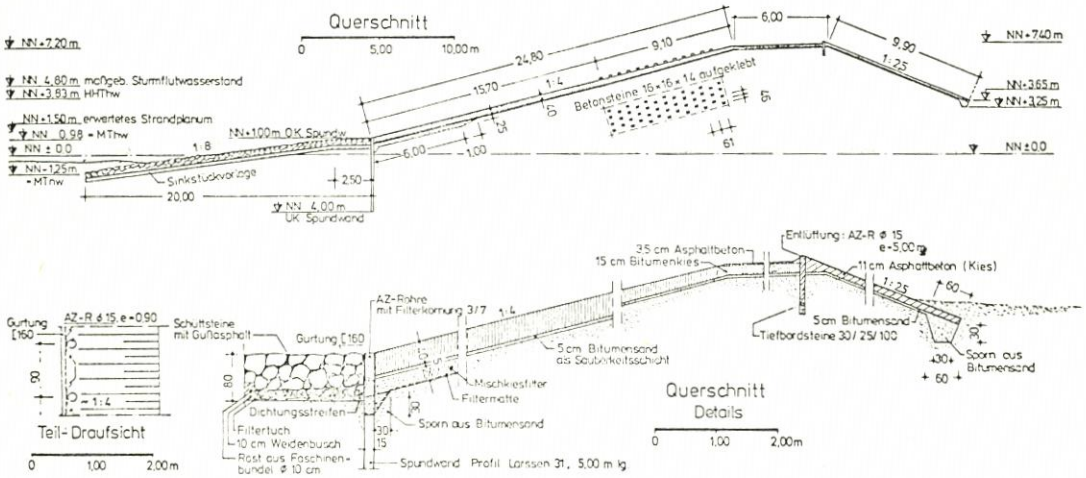
Baugrund: Fein- und Mittelsand, aufgespülter Sand

Baujahr: 1968 bis 1971 in verschiedenen Abschnitten, Ausbesserung und Verstärkung des Fußes 1978 begonnen

Bauweise: Fußvorlage aus Steinen, unvergossen auf Nylongewebe mit Schlaufe, Schüttsteinfuß vergossen mit kolloidalem Mörtel bis NN + 3,00 m. Oberhalb liegt eine Asphaltbetondecke auf seeseitiger und rückwärtiger Böschung und Krone.

Beurteilung: Schüttsteindeckwerk: Im nördlichen Dammteil 1977 beginnende Stranderosion, Sandaustritt unter dem Nylongewebe hindurch am Fuß der Vorlage. Lose Steine der Vorlage z. T. herausgeschlagen, ungeschütztes, unter Umständen durch UV-Strahlung geschwächtes Nylongewebe durchgescheuert. Hohlliegen und Gefahr des Einbrechens machen Reparatur und Verstärkung erforderlich, dabei tiefes Einbinden des Deckwerksfußes im Watt, Sicherung mit Fußpfahlreihe, Steinschüttung auf Grand und Filtermatte, Verklammerung mit Splitt und Asphaltmastix.

Asphaltbetondecke: Neigung 1:6, hat alle Sturmfluten bis 1978 schadlos überstanden. An der nicht versiegelten Oberfläche ist eine Ausmagerung des Bindemittels zu beobachten, bei deren Fortgang die Oberfläche späterhin versiegelt werden muß.



Beispiel 5:

Deckwerkstyp: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage

Lage: Südweststrand der Insel Borkum

Beanspruchung: Schwerer Seegang und Tideströmungen im Bereich der Vorlage bei Sturmflut

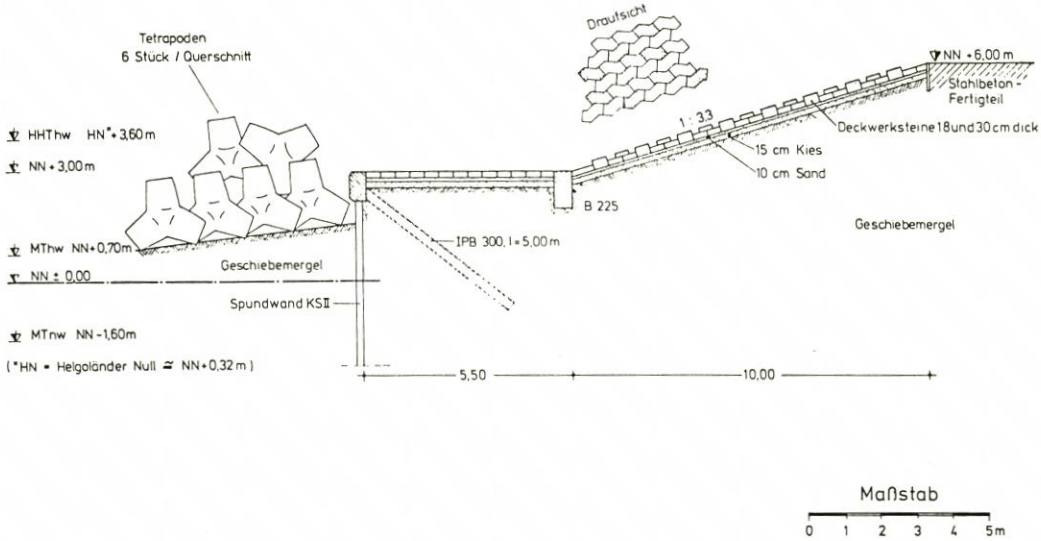
Baugrund: Aufgespülter Sand, Fein- und Mittelsand

Baujahr: 1973/74, 1976 Vorlage erweitert

Bauweise: 5,0 m lange Fußspundwand, Kiesfilter, Asphaltbetondeckwerk mit Fahrbahn auf der Krone und rückwärtiger Sicherung gegen überschwappendes Wasser. Rauhigkeit aus aufgeklebten Betonsteinen, Entwässerungsrohre am Fuß, Be- und Entlüftungsrohre an der Krone. Wegen geringer Entwicklungslänge seeseitige Neigung 1:4 und entsprechend dicke Asphaltbetonschicht von 40 cm am Fuß und an der Krone. Später Fußvorlage ergänzt.

Beurteilung: Durch Strumfluten im Nov./Dez. 1973 während der Bauausführung teilweises Freispülen und Vorneigung der Spundwand mit Sandaustritt. Daraufhin 1974 Einbau einer 10 bis 20 m breiten Fußvorlage aus 80 cm Schüttsteinen auf Faschinen mit 550 kg/m² Asphaltverguß, bis 1976 dann ohne Schäden bis auf den mittleren Teil. Deshalb dort Verlängerung der Vorlage durch Grobsteinschüttung, die mit 100 l/m² Ausgußbeton verklammert wurde. Sie ist als starrer Baukörper teilweise zerbrochen bzw. eingebrochen. Aufgeklebte Betonformsteine waren nach einigen Jahren größtenteils abgeschlagen.

Nur wenn keine Strandabnahme zu erwarten ist, können Spundwandkopf so hoch und Fußspundwand so leicht wie hier gebaut werden. Sonst Spundwand tiefer führen bzw. flexible, ausreichend tiefe und breite Vorlage erforderlich. Zur wirksamen Unterbrechung der uferparallelen Brandungsströmung und Festlegung der gegen den Inselsockel andrängenden Stromrinne der Westerems wurden zusätzliche Buhnen erforderlich. Rauhigkeit aus Betonsteinen sollte in einem Streifen über dem Bemessungswasserstand, mit größeren Seitenlängen und bei größerer Auflagefläche vollflächig und verschiebefest aufgeklebt werden.



Beispiel 6:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage

Lage: Südwestspitze der Insel Helgoland, Verbindung zwischen Südwestschutzmauer und Westmauer

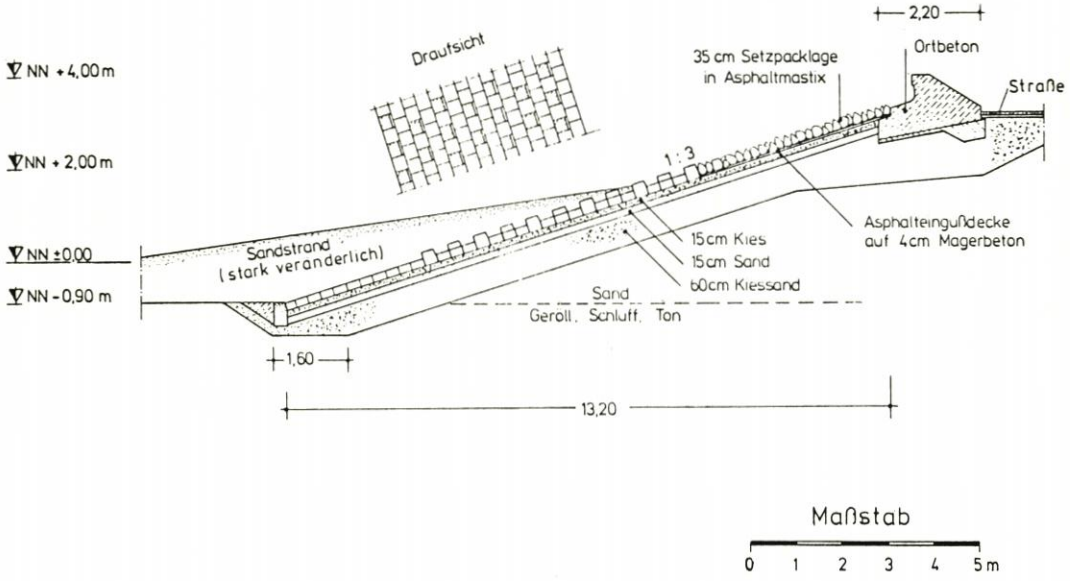
Beanspruchung: Schwerer Seegang

Baugrund: Geschiebemergel

Baujahr: 1964/65

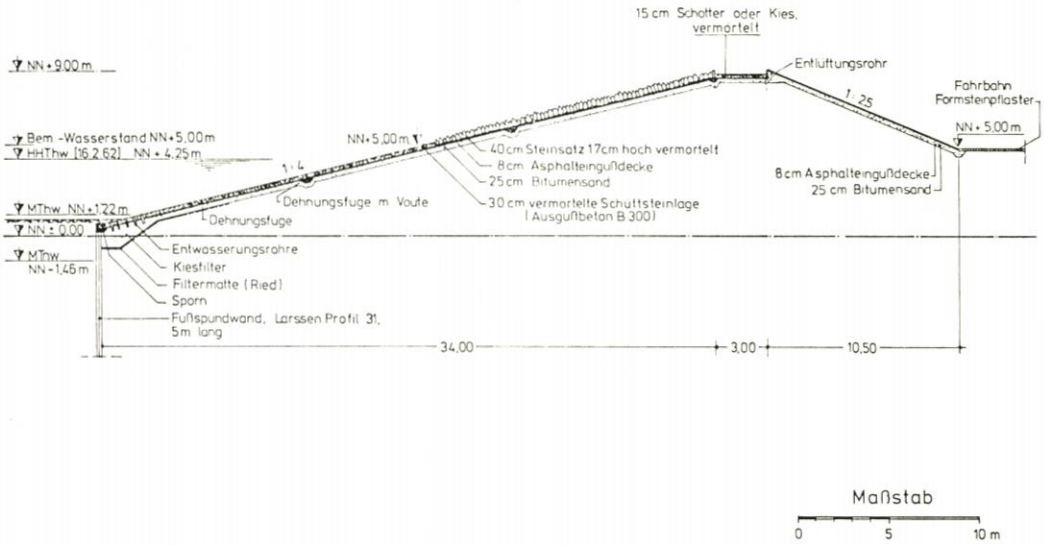
Bauweise: Fußsicherung: Stahlspundwand mit Verankerung aus Stahlprofilen IPB 300. Vorlage aus Tetrapodenschüttung, Einzelgewicht 6 t, B 450
Obere Sicherung: Stahlbetonfertigteilsporn
Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk mit unterschiedlichen Steindikken, mit davorliegender Berme aus Betonsteinen mit horizontalem Verbund, B 600

Beurteilung: Bauweise hat sich bisher auch bei starker Beanspruchung bewährt, Schäden traten nicht auf. Die Bauweise ermöglichte, weitgehend tideunabhängig zu bauen.



Beispiel 7:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche
Lage: In der Lübecker Bucht zwischen Travemünde und Neustadt
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Sand, Geröll und Schluff
Baujahr: 1962/63
Bauweise: Fußsicherung: Ortbetonsporn
Obere Sicherung: Ortbetonwand
Deckwerksaufbau: Unterer Teil aus Betonsteinen mit vertikalem Verbund auf 30 cm dicker Filterschicht, Formsteine aus B 450, Ortbeton aus B 300 mit Baustahlgewebe auf 8 cm Unterbeton B 80. Oberer Teil Setzpacklage aus geschlagenen Findlingen, mit Asphaltmastix vergossen auf Eingußdecke und 4 cm Magerbeton.
Beurteilung: Die letzten Jahre brachten keine hohen Ostseewasserstände, so daß das Deckwerk wenig beansprucht wurde und noch keine Schäden auftraten.



Beispiel 8:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus vermörtelten Schüttsteinen und Steinsatz

Lage: Westkopf der Insel Wangerooge

Beanspruchung: Schwerer Seegang

Baugrund: Fein- und Mittelsand

Baujahr: 1962

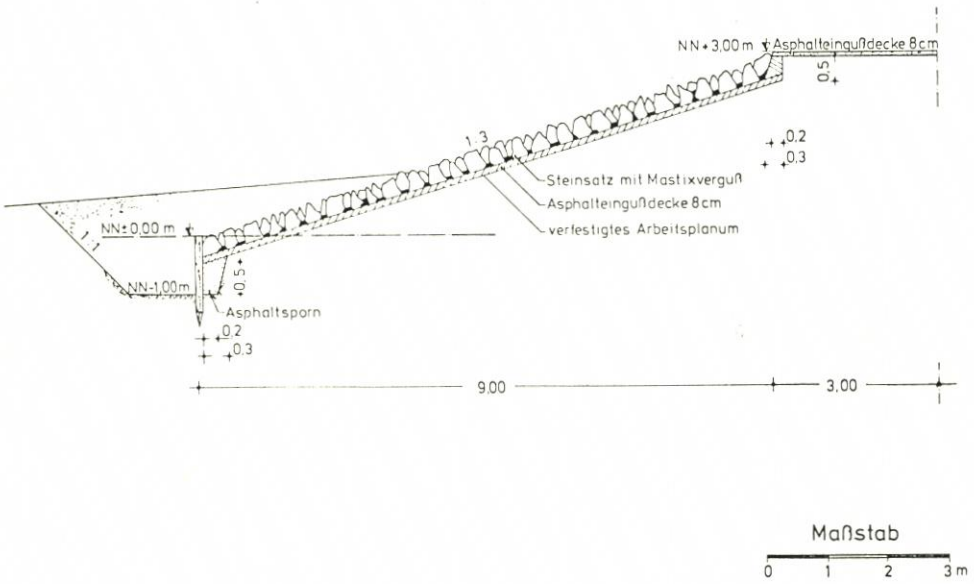
Bauweise: Fußsicherung: Stahlspundwand, Larssen Profil 31 mit Sporn, dahinter im Fußbereich offenes Deckwerk mit Kiesfilter auf Filtermatte

Obere Sicherung: Decke über rückwärtigen Dünenhang gezogen, Entlüftung durch Rohre im Kronenbereich

Deckwerksaufbau: Unterbau aus 8 cm Asphalteingußdecke auf 25 cm Bitumensand, darauf unterhalb NN + 5,00 m 30 cm Schüttsteinlage mit Ausgußbeton und oberhalb 40 cm Steinsatz mit 17 cm Ausgußbeton als Colcrete-Mörtel aus Zement und örtlichem Dünensand, Festigkeit B 300

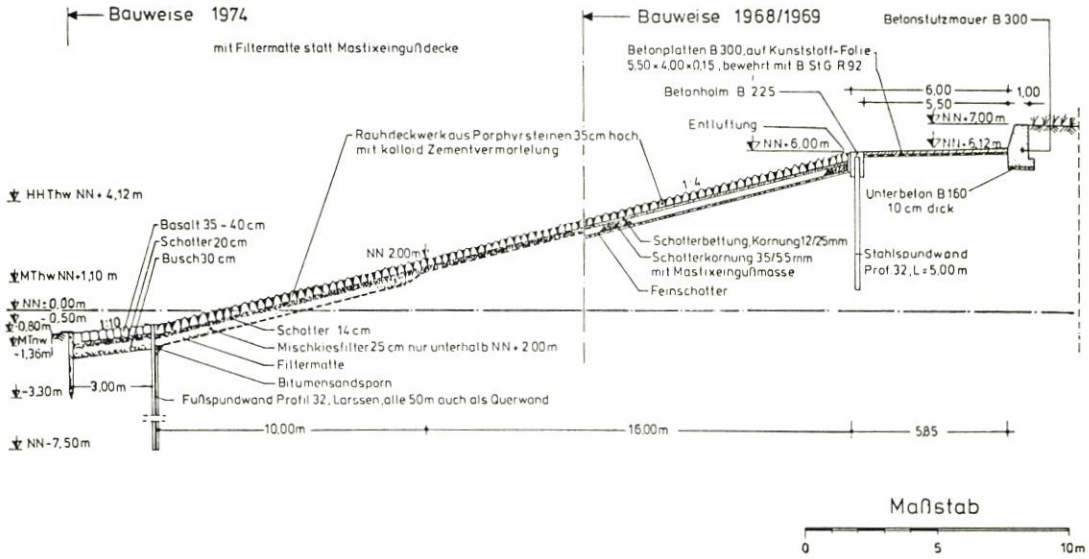
Beurteilung: Auf eine gesonderte, schwere rückwärtige Sicherung wurde zugunsten einer größeren Deckwerkshöhe verzichtet. Die Neigung ist mit 1:4 optimal für die schwere Bauweise. Starke Beanspruchung durch exponierte Lage am Seegat Harle; das Deckwerk hat den Beanspruchungen der nach 1962 eingetretenen Sturmtiden schadlos widerstanden.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Beispiel 9:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche
Lage: Nördlich von Heiligenhafen vor dem Steinwarder
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Sand und Geröll
Baujahr: 1971
Bauweise: Fußsicherung: Fußpfahlreihe und Asphaltsporn
Obere Sicherung: Asphaltsporn, Eingußdecke, 8 cm dick
Deckwerksaufbau: Steinsatz 30 bis 35 cm hoch mit Mastixverguß auf 8 cm dicker Asphalteingußdecke
Beurteilung: Das Deckwerk hat die Beanspruchungen der Sturmflut vom 3./4. Januar 1976 ohne Schäden überstanden.



Beispiel 10:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Steinsatz und Verguß mit rauher Oberfläche und Vorlage

Lage: Nordstrand Baltrum

Beanspruchung: Schwerer Seegang

Baugrund: Fein- und Mittelsand

Baujahr: 1968/69 und 1974

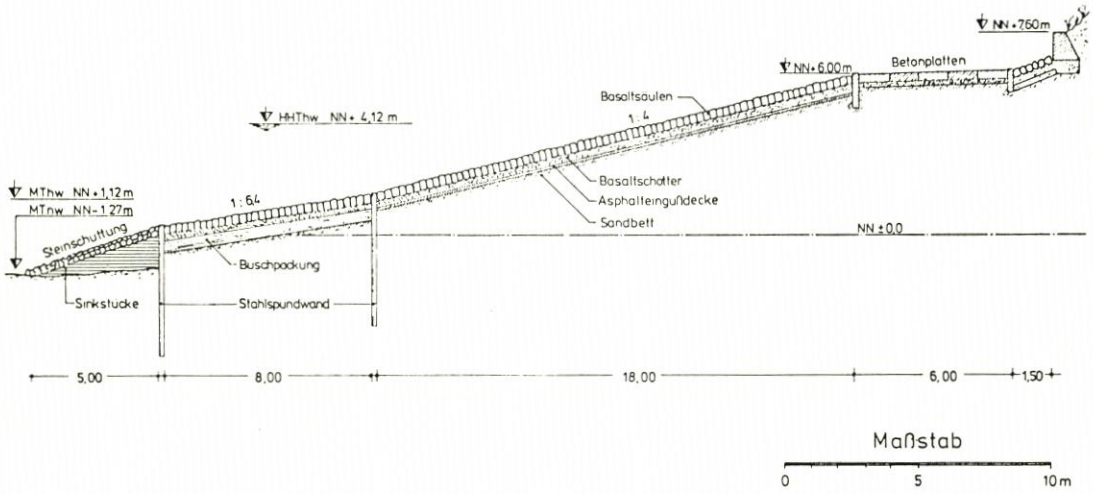
Bauweise: Fußsicherung: Spundwand, davor Basaltsäulen auf Busch 30 cm, die durch Pfähle gehalten werden

Obere Sicherung: Stahlspundwand und Abschlußmauer

Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk aus Porphyr von 35 cm Dicke mit Ausgußbeton auf Schotterbett, 1968/69 Unterlage aus Schotter mit Mastixverguß, 1974 Unterlage aus Kunststoff-Filtermatte, Entwässerung über Kiesfilter und Dränrohre, Entlüftung durch Rohre

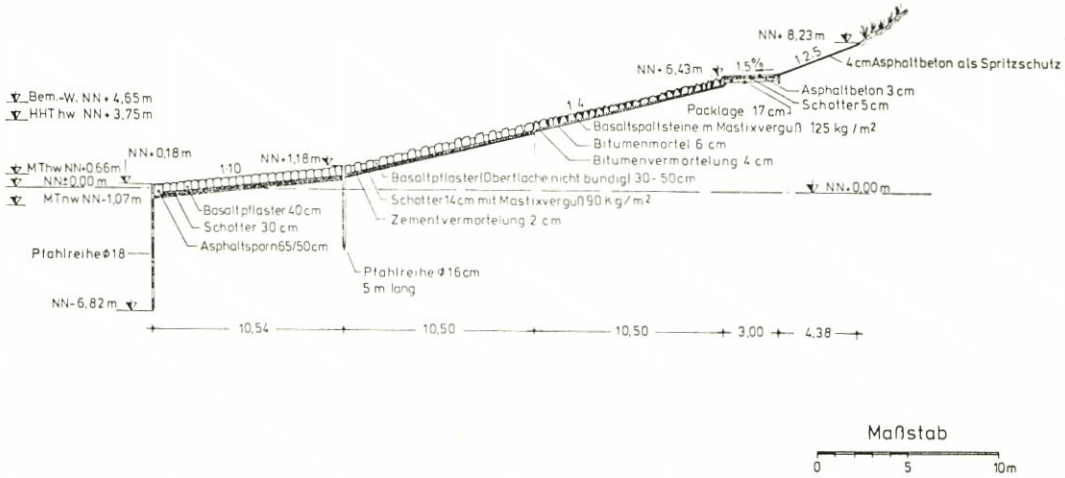
Beurteilung: Deckwerk ist durch vorgelagerten Strand gegen maximale Beanspruchung geschützt. Die Neigung ist mit 1:4 optimal, keine Schäden durch die Sturmtiden von 1973 und 1976.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Beispiel 11:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage
Lage: Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1949 bis 1953 in Abschnitten
Bauweise: Fußsicherung: Stahlspundwände mit Steinschüttung auf Sinkstücken
Obere Sicherung: Betonsporn und in Dünen einbindende senkrechte Abschlußmauer
Deckwerksaufbau: Basaltsäulenpflaster von 40 cm Dicke auf Basaltschotter mit Asphalteingußdecke
Beurteilung: Das Deckwerk ist durch den vorgelagerten Strand gegen maximale Beanspruchung geschützt, bisher keine Schäden; die Neigung ist mit 1:4 optimal.



Beispiel 12:

Deckwerkstyp: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage

Lage: Westküste der Insel Sylt

Beanspruchung: Sehr schwerer Seegang

Baugrund: Dünensand, darunter Mittel- und Grobsandschichten

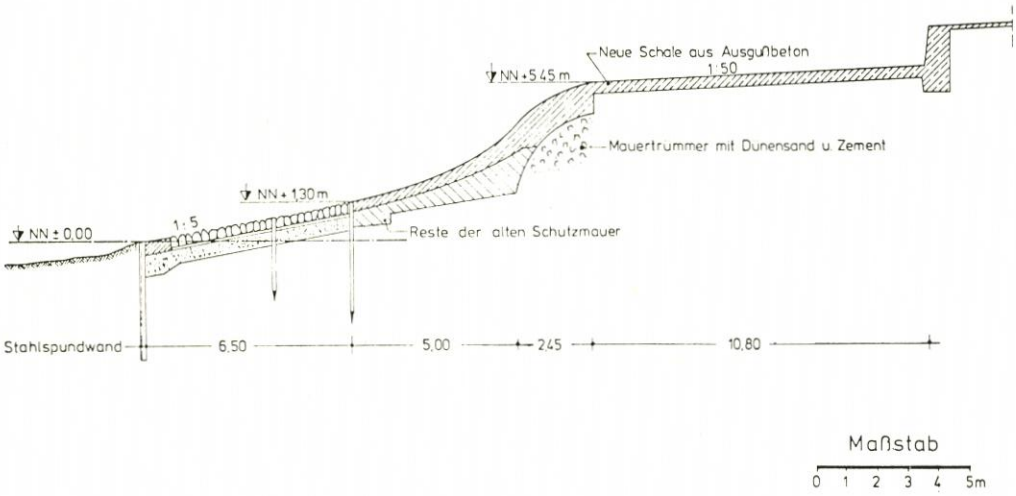
Baujahr: 1954

Bauweise: Fußsicherung: Seeseitig durch Stahlspundwand mit Asphaltsporn am oberen Rand, in 15 m Abstand 3,50 m tiefe Querspundwände zur rückwärtigen Pfahlreihe

Deckwerksaufbau: Im unteren Bereich Basaltsäulenpflaster auf Schotter, landseitig der Pfahlreihe bis HHThw Basaltsäulenpflaster auf Asphalteingußdecke und Zementvermörtelung, Fugenverguß mit 75 kg/m² Mastix, Gesamtgewicht 1275 kg/m². Oberhalb HHThw Basaltsäulenpflaster auf 10 cm Bitumenmörtel mit 125 kg/m² Mastix-Fugenverguß und 1030 kg/m² Gesamtgewicht.

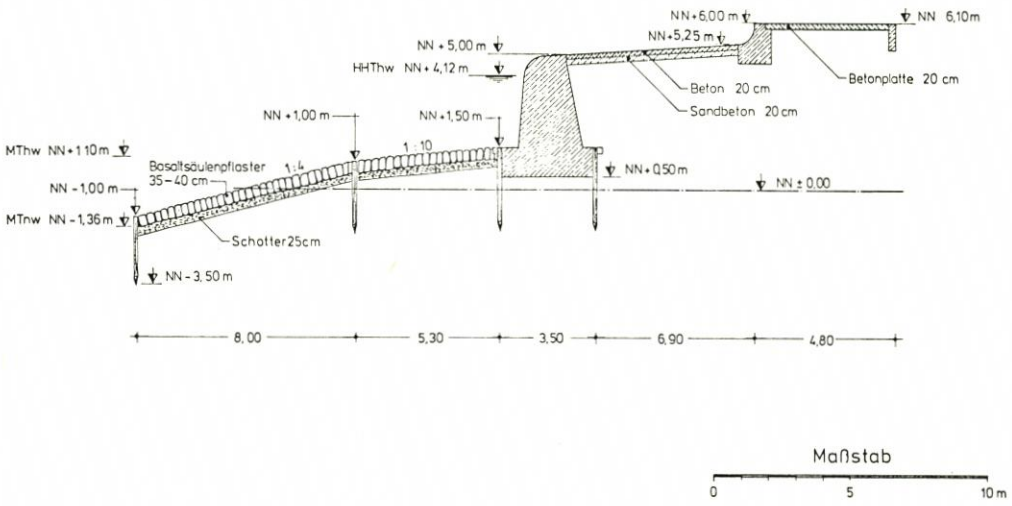
Beurteilung: Starke Höhenänderungen des Strandes erfordern die tiefe Gründung der seeseitigen Stahlspundwand. Die Aufgliederung der 1 : 10 geneigten Deckwerksfläche in einzelne Felder soll mögliche Schadstellen örtlich begrenzen. Bisher keine Schäden, anschließende Überschlagsicherung und Spritzschutz verhindern auch bei schwersten Sturmfluten eine Hinterspülung des Deckwerks. Sandverluste des Strandes werden durch regelmäßige Sandvorspülungen ersetzt.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Beispiel 13:

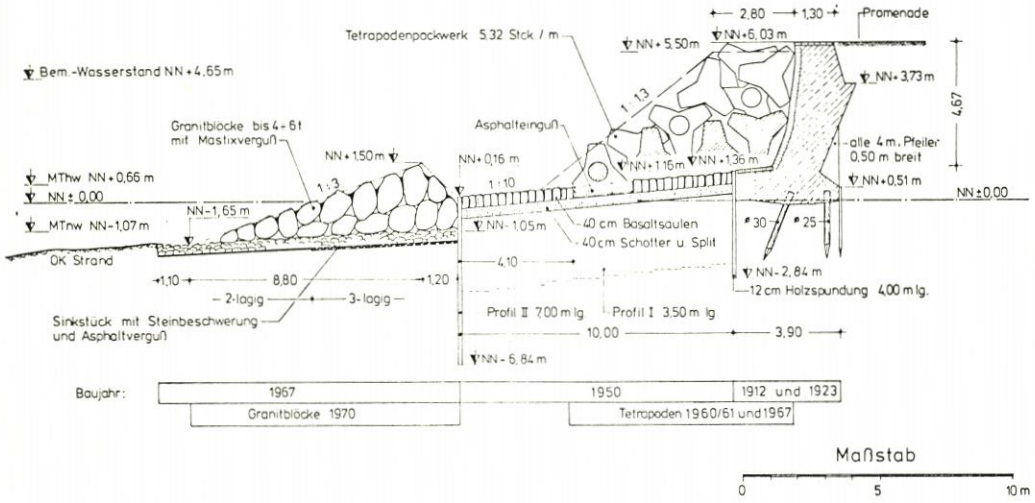
Deckwerkstyp: Strandmauer mit S-Profil und Vorlage
Lage: Weststrand der Insel Borkum
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1884 bis 1896, Instandsetzung 1954 bis 1960
Bauweise: Fußsicherung: Stahlspundwand, Sinkstück aus Busch mit Basaltpflaster 40 cm dick
Obere Sicherung: Herdmauer aus Beton
Deckwerksaufbau: Colcrete-Vermörtelung der Schale aus Resten der alten Schutzmauer, obere Berme aus Betonplatten 150 cm × 150 cm × 15 cm auf Unterbeton von 15 cm Dicke
Beurteilung: Sinkstückvorlage und S-Profil-Deckwerk haben den Beanspruchungen standgehalten. Die Pflasterabdeckung der oberen Berme wurde infolge Rißbildung durch Brecher in schweren Sturmfluten zum Teil zerschlagen. Eine vollkommene Sicherheit gegen Hinterspülung ist aufgrund der nach heutigen Gesichtspunkten verhältnismäßig steilen Neigung nicht immer gegeben.



Beispiel 14:

Deckwerkstyp: Schwergewichts-Strandmauer mit Vorlage
Lage: Westkopf der Insel Baltrum
Beanspruchung: Seegang und Brandung
Baugrund: Fein- und Mittelsande
Baujahr: 1921 bis 1925
Bauweise: Fußsicherung: Basaltvorlagen mit Holzpfahlreihen
Obere Sicherung: Betonplatten mit Herdmauer
Deckwerksaufbau: Wasserseitig senkrechte Schwergewichtsmauer aus Sandbeton, die durch asphaltvergossene Dehnungsfugen unterteilt ist
Beurteilung: Bisherige Schäden sind weniger auf die Konstruktion als auf mangelhafte Bauausführung zurückzuführen. Funktionell ist diese Mauer eine schlechte Lösung, da die Ausräumung des Strandes durch Totalreflexion beschleunigt wird. Darüber hinaus wird durch explosionsartiges Brechen der Wellen die Menge des über die Mauer verdrifteten Wassers besonders groß.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Beispiel 15:

Deckwerkstyp: Strandmauer mit vorgelagertem Formkörper-Packwerk auf Basaltpflaster und Vorlage

Lage: Westküste der Insel Sylt

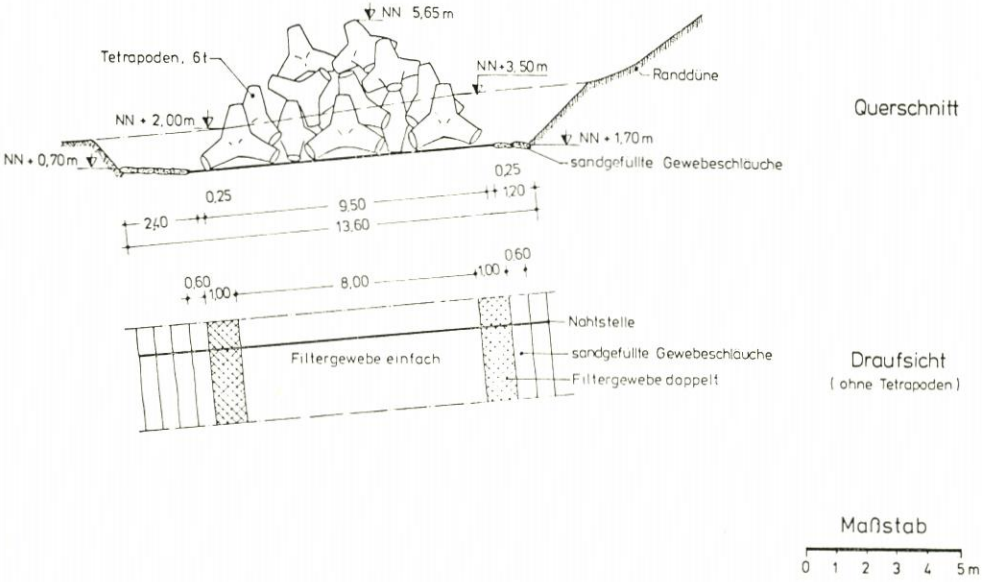
Beanspruchung: Sehr schwerer Seegang

Baugrund: Fein- und Mittelsandschichten

Baujahr: 1912/1923, 1950, 1960/61, 1967 und 1970

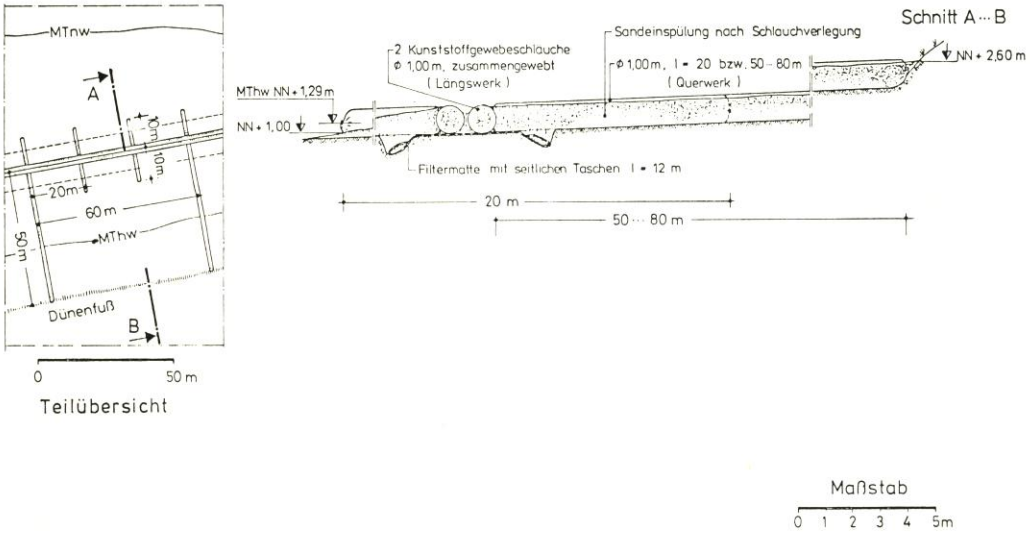
Bauweise: Schwergewichtsmauer mit Vorlage aus Basaltsäulen auf Grandbettung mit seeseitiger Spundwand, davor weitere Vorlage aus mastixverklammerten schweren Granitblöcken auf mehrlagigem Sinkstück. Auf dieser Basaltpflasterung vor der Strandmauer Tetrapoden-Packwerk mit 6 t Einzelgewicht, seeseitige Tetrapodenreihe zur Sicherung gegen Gleiten in die Unterlage eingebunden.

Beurteilung: Durch das große Eigengewicht und durch die gute Verzahnung bleiben die Tetrapoden auch bei schwerster Brandung im Verband liegen. Die Verankerung der ersten seeseitigen Tetrapodenreihe verhindert das Verrutschen der Tetrapoden. Die Sinkstücke der Fußvorlage können sich begrenzter Erosion ohne Gefährdung des Bauwerkes anpassen. Funktionell vermindert der Tetrapodenwall den Brandungsschlag gegen die Strandmauer und Wellenreflexion. Sandverluste durch Brandungsverdriftung vor dem Deckwerksfuß werden durch Vorspülung ersetzt. Schwere Sturmfluten verursachen Rammstöße der Tetrapoden gegen die Strandmauer; zwischen Tetrapodenwall und zu schützendem Bauwerk sollte daher ein Zwischenraum vorgesehen werden.



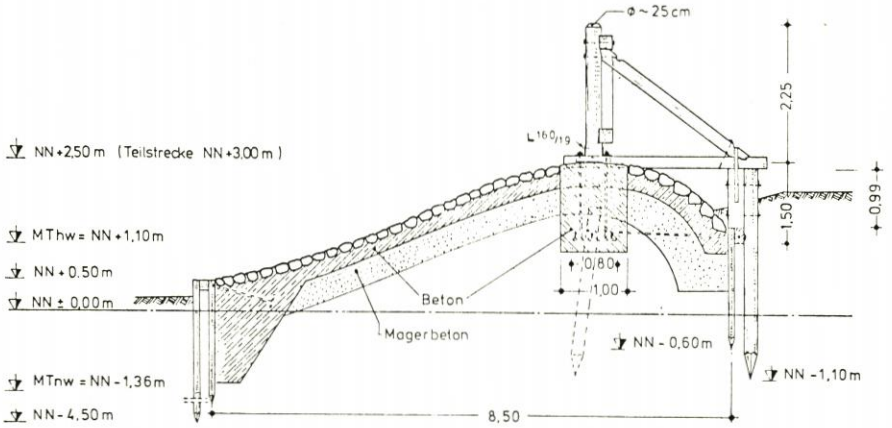
Beispiel 16:

Deckwerkstyp: Tetrapoden-Längswerk auf Gewebeunterlage
Lage: Westküste der Insel Sylt
Beanspruchung: Sehr schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsande
Baujahr: 1962, 1967 und 1978
Bauweise: 1. und 2. Bauabschnitt auf dem Sandplanum mit Bongossimatte als Unterlage für zweilagige Mastix-Eingußdecke verlegt. Zur Sicherung gegen Unter- und Hinterspülung Verbreiterung seeseitig um 5 m und landseitig um 2 m. Im 3. Bauabschnitt Sohlsicherung durch Nylongewebe, see- bzw. landseitiger Abschluß aus sandgefüllten Schläuchen von insgesamt 2,40 m bzw. 1,20 m Breite. Tetrapoden-Längswerke mit Einzelgewichten von 6 t, i. M. 4,8 Stück/m, seeseitige Neigung 1 : 1. Zur Sicherung gegen Gleiten bindet die seeseitige Tetrapodenreihe in die Fußsicherung ein.
Beurteilung: Eigengewicht und Verzahnung der Tetrapoden gewährleisten auch bei schwerster Brandung stabile Lage. Funktionell ist durch die Tetrapodenwälle im Süden und Norden der massiven Küstenschutzbauwerke die Lee-Erosion im unmittelbaren Anschluß an die bestehenden Bauwerke verhindert worden.



Beispiel 17:

Deckwerkstyp: Längswerk aus sandgefüllten Gewebeschläuchen
Lage: Nordstrand der Insel Langeoog
Beanspruchung: Schwerer Seegang und Tideströmungen
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1971
Bauweise: Unterlage: Kunststoffgewebebahn mit beidseitigen, sandgefüllten Taschen, beidseitig eingegraben
Schlauch: Zwillingsschlauch, auf Teilstrecken mit daraufliegendem Einzelschlauch. Querschläuche als Riegel bis zum Dünenfuß und Querwerke zur Abweisung von Längsströmungen. Material: Polypropylen
Beurteilung: Die sandgefüllten Gewebeschläuche haben den Brandungsbereich vom Dünenfuß mit großem Sandtransport weg- und vorverlegt. Die Dauer der Wirksamkeit hängt von der Lebensdauer des Kunststoffmaterials ab, diese wiederum von der Sandüberdeckung.



Beispiel 18:

Deckwerkstyp: Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau
Lage: Südweststrand der Insel Baltrum
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Stark schluffige Fein- und Mittelsande
Baujahr: 1883, Umbau 1931
Bauweise: Fußsicherung: Pfahlreihen see- und landseitig
Deckwerksaufbau: In Betonkörper verankerte Pfähle von 2,25 m Länge, die nach hinten durch Joche abgestützt sind.
Beurteilung: Das ursprünglich den ganzen Westkopf von Baltrum umgebende Pfahlschutzwerk ist bis auf den Südwestteil inzwischen durch massive Deckwerke ersetzt worden. Das Pfahlwerk wirkt als Wellenbrecher, ohne den Durchtritt des Wassers und damit die Ausbildung von Längsströmungen zu verhindern. Durch die Leelage im Südwesten der Insel sind stärkere Schäden bisher kaum eingetreten.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

7. Schriftenverzeichnis und Normen

Asphalt – Normen – Lieferbedingungen usw.

DIN 1995: Bituminöse Bindemittel für den Straßenbau.
DIN 5200 bis DIN 52050: Prüfung bituminöser Bindemittel.
DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete, Teile 1–19.
FG Straßenwesen: Technische Lieferbedingungen für bituminöse Sonderbindemittel. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln.
TL MIN 78: Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, Köln.
BAW: Eignung von Bitumensand als Filterlage in Uferschutzdeckwerken. Vorabstellungnahme der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1976 (unveröffentlicht).

Beton – Normen – Merkblätter – Richtlinien usw.

DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung. Ausgabe 1972.
DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung.
Erläuterungen zur DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung. Beton, H. 9, 1975.
Merkblatt Faserspritzbeton. Beton, H. 2, 1977.
ZTV Beton 78: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton.
TVT 72: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Tragschichten im Straßenbau.
TVV 74: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau.
Richtlinien für die Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton. Beton, H. 9, 1974.
Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Beton, H. 12, 1967.
Underwater Concrete. Heron 1973, Vol. 19, No. 3.
Uferschutzwerke aus Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 38, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 1971.
Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Veröffentl. in Beton, H. 1, 1978.
Richtlinien für die Herstellung und Verwendung von Betonpflastersteinen im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, 1961.

BAW: Vorläufige Richtlinien für Prüfung und Bemessung von geotextilen Filtern im Verkehrswasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1975 u. 1977.
Bischoff van Heemskerk: Wasserspannungen unter Asphaltdeckwerken von Deichen. Wasser und Boden, H. 5, 1963.
BMV: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Bundesminister für Verkehr, Bonn, Verkehrsblatt, H. 16, 1976.
Brösskamp, K.-H. et al.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggervereinigungen e.V., Hamburg, 1976.
Brux, G.: Sonderverfahren im Wasserbau. Beton 26, H. 4, 1976.
CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection, Planning and Design, Washington, 1966.
CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection Manual, Washington, 1973.
Cistin: Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch Sickerwasserströmung in Erddämmen. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2, 1967.
Dahms, J.: Amerikanische Erfahrungen über das Einbringen von Unterwasserbeton. Beton, H. 12, 1966.
Davidenkoff: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35, 1973.
DELFT Hydraulics Laboratory, Report 568: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on impermeable dike facing), 1957.

DETTE, H.-H.: Multipoden – Vielseitige Formsteine für Deckschichten von Wellenbrechern und Uferschutzwerken zum Schutz gegen Seegang und Brandung. Eigenverlag der Allg. Straßenbedarfsgesellschaft, Bremen, 1973.

DETTE, H.-H.: Grundsätzliche Betrachtung über die Bemessung und Ausbildung von geneigten Wellenbrechern. Mitt. des Leichtweiß-Inst., TU Braunschweig, H. 42, 1974.

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU: Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau. Die Bautechnik, H. 12, 1975.

EAAW 77: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau – EAAW 77, 3. Ausgabe, 1977. (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, Arbeitskreis 8b.) Auch in: Die Bautechnik, H. 11, 1977, H. 1, H. 2, H. 4, 1978.

EAU 75: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", 5. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, 1976.

EHLERS: Berechnung instationärer Grund- und Sickerwasserströmungen mit freier Oberfläche nach der Methode finiter Elemente. Wasserwirtschaft, H. 2, 1973.

ERB: Die Sickerströmung in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitt. Inst. für Wasserwirtschaft und Landwirtschaftlichen Wasserbau der TH Hannover, H. 7, 1965.

ERCHINGER, H. F.: Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil. Die Küste, H. 27, 1975.

ERCHINGER, H. F. u. SNUIS, G.: Kunststoffgewebeschläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden, H. 1, 1972.

FRANKE, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1, 1972.

FRANKE, E.: Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen. Die Küste, H. 29, 1976.

FRANZIUS, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. des Franzius-Inst., TU Hannover, H. 25, 1965.

FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst., TU Hannover, H. 28, 1966.

FÜHRBÖTER, A.: Modellversuche für ein Deckwerk aus Betonformsteinen. Bericht Nr. 266, TU Braunschweig, 1974.

FÜLSCHER: Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln. Zeitschr. f. Bauwesen, 1905.

GAYE, J. u. WALTHER, F.: Die Wanderung der Sandriffe vor den Ostfriesischen Inseln. Die Bautechnik, H. 41, 1935.

GERHARD, P. et al.: Handbuch des deutschen Dünenbaues. Berlin, 1900.

GRIPP, K.: Ursachen und Verhinderung des Abbruchs der Insel Sylt. Die Küste, Jg. 14, H. 2, 1966.

GRUNDBAU-Taschenbuch, 2. Aufl., Verl. W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1966.

HALLAUER, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton, H. 9, 1977.

HIBBEN, J. A.: Die Schutzbauten auf der Insel Borkum. Die Bautechnik, H. 53, 1935.

HUNDT, C.: Die Abbruchursachen an der Nordwestküste des Ellenbogens auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.

JACOBSEN, P. R. u. NIELSEN, A. H.: Experiments with Sandfilled Flexible Tubes. Proc. Int. Conf. on Coastal Eng., Washington DC, 1970.

KERKHOVEN, R. E.: Die Weiterentwicklung des Baustoffes Asphalt im holländischen Wasserbau. Bitumen, H. 1, Jg. 29, 1967.

KNIESS, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Teil 1: Lose Steinschüttungen. Mitteilungsblatt d. BAW, Karlsruhe, Nr. 42, 1977.

KRAMER, J. u. JANSSEN, TH.: Deichbau an der ostfriesischen Küste unter Anwendung von Asphaltbauweisen. Bitumen, H. 3, 1976.

KRÜGER, W.: Die heutige Insel Wangerooge, ein Ergebnis des Seebaus (in: Wangeroog, wie es wurde, war und ist). Bremen, 1929.

KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, Arbeitsgruppe Küstenschutz: Allgemeine Empfehlungen für den deutschen Küstenschutz. Die Küste, Jg. 4, 1955.

LAMPRECHT, H.-O.: Uferveränderungen und Küstenschutz auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.

LAMPRECHT, H.-O.: Betonfertigteile im Wasserbau. Betonsteinzeitung, H. 12, 1962.

LAMPRECHT, H.-O.: Vom Tetrapoden zum Multipoden. Die Bauwirtschaft, Nr. 50, 1973.

LIST: Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35, 1973.

Lorenzen, J. M.: Hundert Jahre Küstenschutz an der Nordsee. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1954.

Löwenberg, H.: Fließbeton als neue Anwendungsmöglichkeit im Straßenbau. Straße + Autobahn, H. 6, 1977.

Luck, G.: Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney über die Dünenabbrüche auf der ostfriesischen Insel Langeoog. Die Küste, H. 25, 1974.

Lüders, K., Führböter, A. u. Rodloff, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.

Lüders, K., Liese, R. u. Kramer, J.: Die Sturmflut vom 16./17. Febr. 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

Marotz: Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitt. des Inst. für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der TH Stuttgart, H. 2, 1964.

Nagai, S.: Pressures of standing waves on vertical wall. Proc. ASCE 95, WW 1, 6408, 1969.

Peper, G.: Die Entstehung und Entwicklung der Inselschutzwerke auf Norderney mit besonderer Berücksichtigung der Bauten der letzten Jahre. Neues Archiv für Niedersachsen, H. 3, 1955/56.

Pilon, J. J.: Wellenbremsende Konstruktionen bei Uferdeckwerken in Asphaltbauweise in Holland und ihre wirtschaftliche Bedeutung. Bitumen, H. 3, 1960.

Ragutzki, G.: Einige Versuchsergebnisse über Filtereigenschaften von Kunststoffgeweben und deren Verwendung im Lahnungsbau. Jahresb. 1969, Band XXI der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1971.

Ragutzki, G.: Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Jahresb. 1973, Band XXV der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1974.

Rieder, K.: Folgerungen aus Untersuchungen über Küstenschutzprobleme auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.

SAG: Analogietechnik im Küstenschutz: Innenprobleme bei dichten Böschungsbefestigungen scharliegender Hochwasserschutzanlagen an der Ostseeküste. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 5, 1970.

Schijf, J. B.: Generalities on Coastal Processes and Protection. Jr. of the Waterw. and Harb. Div., Proc. ASCE, 1959.

Schönian, E.: Neue Bauweisen im holländischen Seewasserbau. Bitumen, H. 1, 1976.

Schubenz, D.: Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Wasser und Boden, H. 12, 1972.

Schultze, E.: Verkehrswasserbau, Küsten- und Wasserstraßen, Hafenbau. 5. Auflage, TH Aachen, 1973.

Swildens Jelgerhuis, J. C.: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on an impermeable dike facing). De Ingenieur, 69, Nr. 29, 1957.

Voorlopig Rapport: Rijkswaterstaat, Direction Waterhuishouding en Waterbeweging. Arbeitsgruppe „Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen". Hrsgb. v. d. DGEG e.V., Essen, 1961.

Terzaghi, Peck: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, Berlin, 1961.

Walz, K.: Dammbau und Böschungsverkleidung mit Boden-Zement-Verfestigung. Beton, H. 2 und 3, 1973.

Wiegel, R. C.: Oceanographical Engineering. Englwood Cliffs, N.J., Prentice Hall Inc., 1964.

Witte, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, H. 19, 1970.

Woestenenk, A. J.: Use of asphalt for slope protection on earth and rockfill dames. Internationale Kommission für hohe Dämme, Madrid, Frage 42, Bericht 43, 1973.

Zitscher, F.-F.: Der Bau des Uferdeckwerks vor Westerland/Sylt in kombinierter Asphalt-Basalt-Bauweise. Bitumen, H. 5, 1955.

Zitscher, F.-F.: Küstenschutzbauweisen durch Asphaltverwendung. Bitumen, H. 4, 1956.

Zitscher, F.-F.: Betonbauwerke für Seedeiche und Küstenschutzanlagen. Beton, H. 7, 1967.

Zitscher, F.-F.: Kunststoffe für den Wasserbau. Bauing.-Praxis, H. 125, Berlin, 1971.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Empfehlungen F:

Buhnen als Küstenschutz

Inhalt

1. Einführung 263
1.1 Problematik der Buhnen 263
1.2 Begriffsbestimmungen 265
2. Wirkung von Buhnen 266
2.1 Funktionelle Wirkungsweise 266
2.2 Konstruktionsbedingte Wirkungsweise 271
3. Funktionelle und konstruktive Gestaltung von Buhnen 272
3.1 Entwurfskriterien 272
3.1.1 Buhnengrundrisse 272
3.1.2 Anordnung von Buhnengruppen 274
3.1.3 Buhnenabstände 275
3.1.4 Buhnenlänge und Streichlinie einer Buhnengruppe 276
3.1.5 Buhnenhöhe und Buhnenlängsneigung 278
3.1.6 Buhnenquerschnitte 279
3.1.7 Ergänzungen zum Buhnenbau 280
3.2 Bemessung und konstruktive Gestaltung von Buhnen 281
4. Bauausführung und Unterhaltung 286
4.1 Allgemeines 286
4.2 Gerätesysteme und Bauweisen 287
4.3 Unterhaltung von Buhnen 295
5. Messungen und Beobachtungen zur Kontrolle von Buhnen 296
5.1 Schäden und Häufigkeit der Kontrollen 296
5.2 Kontrolle des Erhaltungszustandes von Buhnen 296
5.2.1 Überprüfung der über Tideniedrigwasser liegenden Bauwerksteile 296
5.2.2 Überprüfung der unter Tideniedrigwasser liegenden Bauwerksteile 296
5.3 Strandbeobachtungen zur Kontrolle der Wirkung von Buhnen 297
6. Beispiele ausgeführter Buhnenkonstruktionen 297
7. Schriftenverzeichnis 320

1. Einführung

1.1 Problematik der Buhnen

Die Problematik der Buhnen liegt in der zuverlässigen Beurteilung ihrer Wirkungsweise. Konstruktiv dagegen können sie so bemessen werden, daß sie Beanspruchungen durch Brandung, Strömungen usw. (s. Empfehlungen A) widerstehen. Die Auswirkungen eines Eingriffes mittels Buhnen in die Naturvorgänge können nur durch hinreichend lange und systematische Untersuchungen und Beobachtungen über die Energiebilanz und den Sandtransport in schutzbedürftigen und, soweit erforderlich, auch angrenzenden Uferabschnitten erfaßt werden.

Von Bedeutung ist die Sandbilanz der durch Buhnen zu schützenden Strandabschnitte. Hierbei ist zu unterscheiden zwischen

a) positiver,
b) langfristig ausgeglichener – jedoch kurzfristig stark wechselnder – und
c) negativer Sandbilanz.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 1. Gruppe von Flachbuhnen am Nordstrand von Norderney



Abb. 2. Gruppe von Einwand-Holzpfahlbuhnen am Südstrand von Borkum

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 3. Tetrapodenbuhnen mit Längswerk vor Hörnum auf Sylt

In Fällen negativer Sandbilanz, die im allgemeinen durch starke Strömungen hervorgerufen wird, sind Buhnen zu erwägen. Bei langfristig ausgeglichener, jedoch kurzfristig stark wechselnder Sandbilanz können Buhnen mit ausgleichender Wirkung sinnvoll sein. Im Falle positiver Sandbilanz sind Buhnen unangebracht.

Die Erfahrung lehrt, daß der gewünschte Erfolg, einen Strand zu „schützen", zu „erhalten" oder den Sandabtrag zu „verlangsamen", mit einer Einzelbuhne im allgemeinen nicht erreichbar ist, sondern meistens Buhnengruppen erforderlich sind. In den meisten Fällen sind Buhnen vor Deckwerken gebaut worden, um Längsströmungen zu verhindern, die durch Sandabtrag den Deckwerksfuß zu unterspülen drohten (Abb. 1 bis 3).

Der Zwang zum Bau weiterer Buhnen in den angrenzenden Strandabschnitten ergibt sich aus der auf ihrer Leeseite auftretenden Erosion. Zahlreiche Versuche, die Lee-Erosion durch bauliche Maßnahmen zu verringern bzw. zu verhindern, haben noch keine befriedigenden Ergebnisse gebracht.

1.2 Begriffsbestimmungen

Unterscheidung nach der Lage am Strand oder Vorstrand:

Buhnen sind quer zur Strandlinie angeordnete damm- oder wandartige Bauwerke zum Schutz von Stränden, Vorländern, Längswerken oder anderen Anlagen. Zu unterscheiden sind: Strandbuhnen, Strombuhnen und Unterwasserbuhnen. Aus ihrer Funktion und Bauweise ergeben sich Mischformen.

Strandbuhnen sind in den Strand einbindende Buhnen, die überwiegend einen Sandabtrag durch Wellen und Brandungsströmungen vermindern oder verhindern sollen.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Strombuhnen sollen das Ufer, den Strand oder das Vorland mit oder ohne Verbindung zu einem Längswerk gegen Erosion durch Längsströmungen schützen.
Unterwasserbuhnen sind unter Wasser liegende Verlängerungen von Buhnen, die der Sicherung eines Unterwasserhanges (Vorstrand) dienen.

2. Wirkung von Buhnen

2.1 Funktionelle Wirkungsweise

Eine Buhne wird senkrecht oder schräg zur Uferlinie angeordnet; damit stellt sie mehr oder weniger ein Hindernis für den natürlichen Längstransport von Material am Strand und/oder Stromufer dar und bewirkt eine Auflandung an ihrer Luvseite. Ist ihre auffangende Wirkung zu groß, entsteht auf der Leeseite durch die verringerte natürliche Zufuhr ein Abtrag, und die Uferlinie weicht im Wirkungsbereich der Buhne zurück. Auf der Luvseite

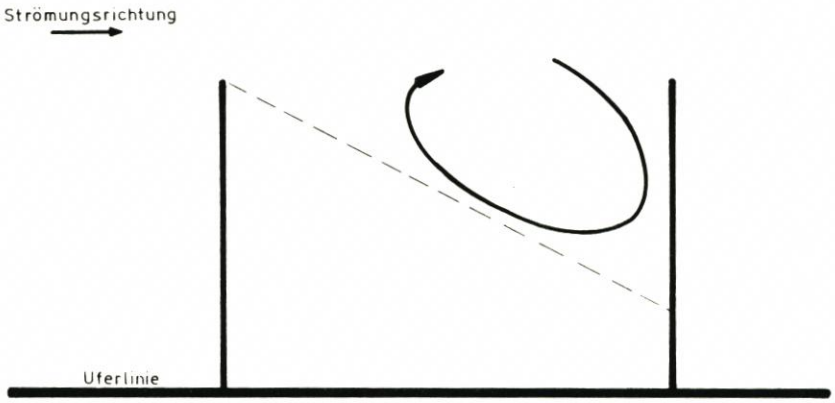


Abb. 4. Ablenkung einer uferparallelen Strömung durch eine Buhne

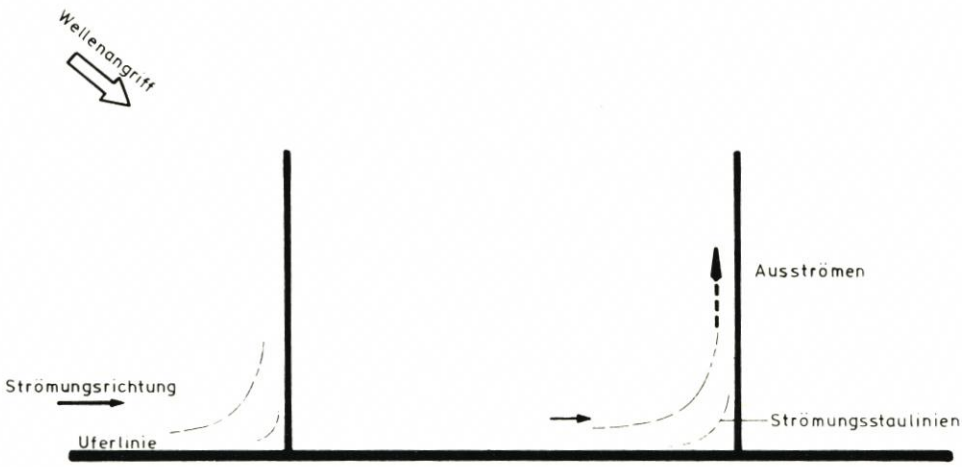


Abb. 5. Aufbau und Umlenkung einer Brandungsströmung

Die Küste, 36 (1981), 1-320

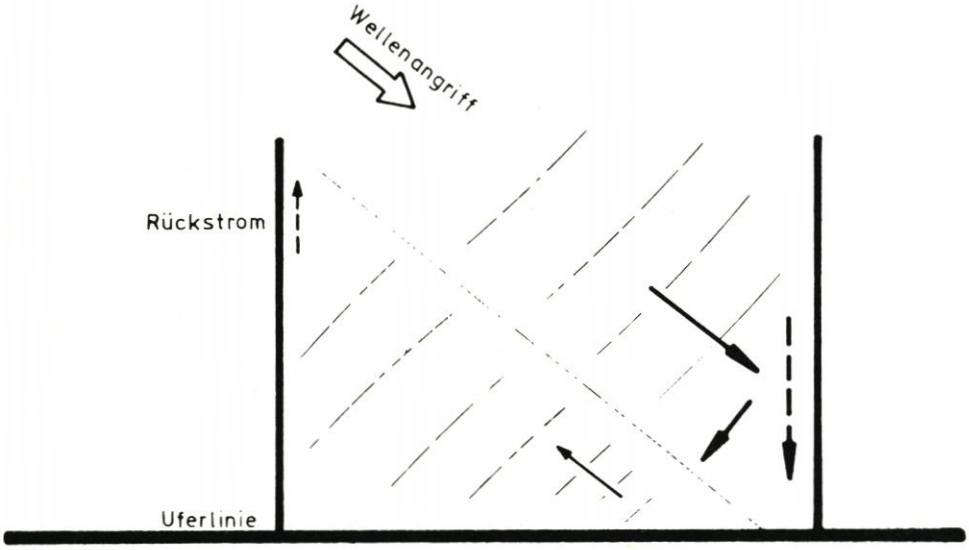


Abb. 6. Reflexion einer schräg anlaufenden Welle

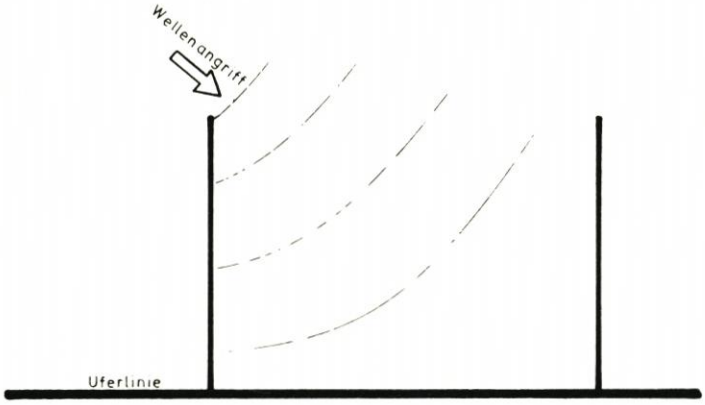


Abb. 7. Diffraktion einer schräg anlaufenden Welle

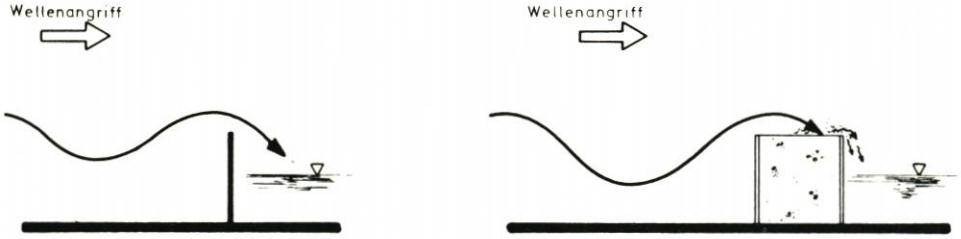


Abb. 8. Wirkung einer Einwandbuhne sowie einer Kastenbuhne mit breiter Krone auf eine überschlagende Welle

Die Küste, 36 (1981), 1-320

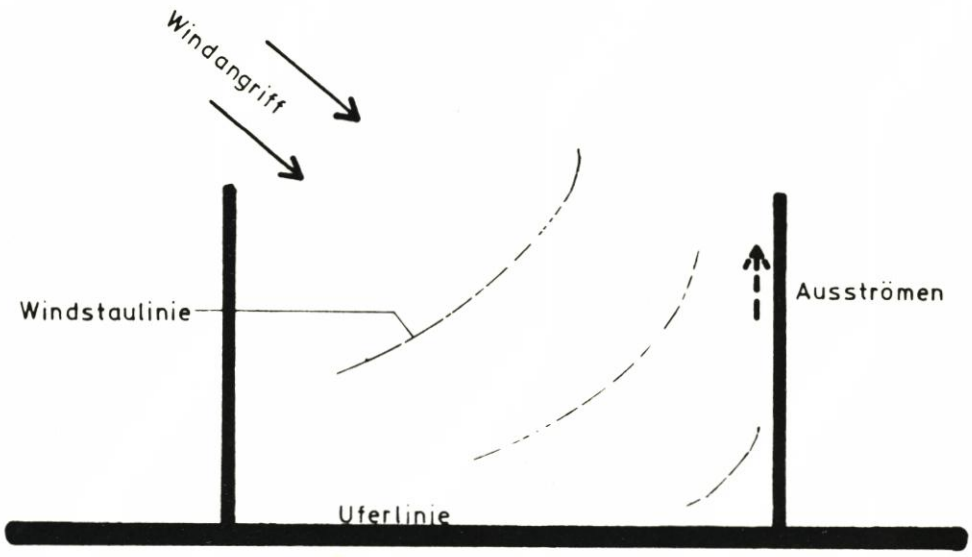


Abb. 9. Windstau auf der Luvseite einer Buhne

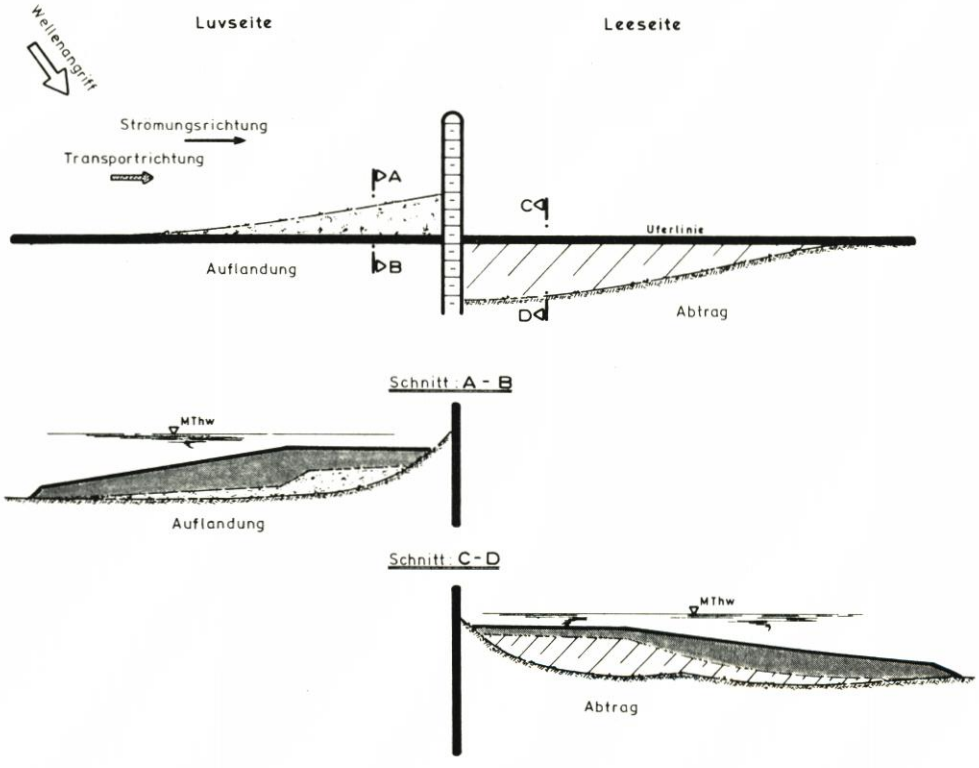


Abb. 10. Sandfangende Wirkung auf der Luvseite und Erosionswirkung auf der Leeseite einer Buhne

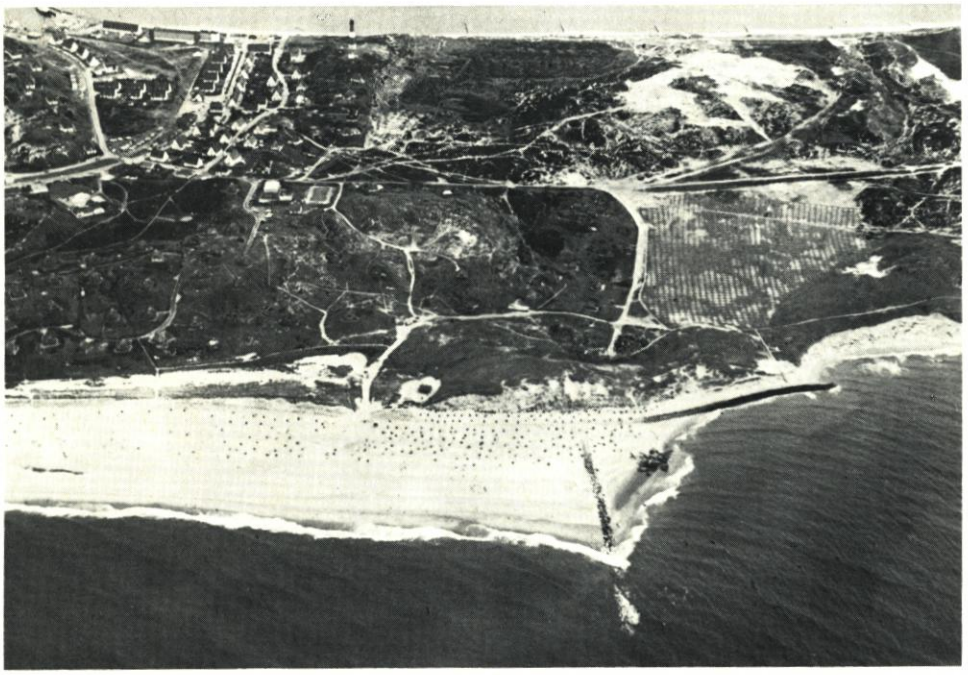


Abb. 11. Wirkung einer langen Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt – Auflandung auf der Luvseite und Erosion auf der Leeseite



Abb. 12. Wirkung einer Einwandbuhne auf Sylt mit unterschiedlichen Strandbreiten durch Auflandung auf der einen und Erosion auf der anderen Seite



Abb. 13. Geböschte Steinbuhne mit Abdeckung aus Basaltsäulen am Westkopf von Norderney

stellen sich im Bereich des nassen Strandes (Wasserwechselzone) gewöhnlich steilere Strandneigungen als auf der Leeseite ein.

Wenn die Strandneigung im Bereich der Ablagerung ihre Grenzsteilheit entsprechend den vorherrschenden Wellen- und Strömungsparametern erreicht hat, wird kein weiteres Material mehr abgelagert, und der natürliche Längstransport passiert die Buhne oder Buhnengruppe je nach der Höhenlage entweder darüber hinweg und/oder um das seewärtige Ende herum.

Meistens werden Buhnen in Gruppen gebaut, um

a) durch Wellenangriff und/oder Strömungen gefährdete Küstenabschnitte vor Erosion zu schützen oder auch nur einen Strandabbruch zu verzögern oder
b) den durch Wellen und/oder Strömungen bewirkten Materiallängstransport zur Stranderhaltung oder zu dessen Verbesserung zu nutzen.

Zur Darstellung der Funktion von Buhnen wird in den schematischen Darstellungen (Abb. 4 bis 10) davon ausgegangen, daß sie nicht überströmt werden.

Die Funktion von Buhnen (Abb. 11 bis 13) oder Buhnengruppen wird vor allem bestimmt durch den Buhnengrundriß, die Anordnung in Buhnengruppen, die gewählten Buhnenabstände, die Buhnenlänge, die Buhnenhöhe sowie den Buhnenquer- und -längsschnitt.

Der Buhnengrundriß (Abb. 14), die senkrechte oder schräge Ausrichtung zur Uferlinie, beeinflußt die Sandablagerung (s. 3.1.1). Der Buhnenabstand (s. 3.1.3) in einer Buhnengruppe (s. 3.1.2) ist wesentlich für die Lage der angestrebten Uferlinie. Er ist einerseits der vorherrschenden Strömungs- und/oder Brandungsrichtung sowie der natürlichen Strandneigung anzupassen, andererseits ist er von der Buhnenlänge (s.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

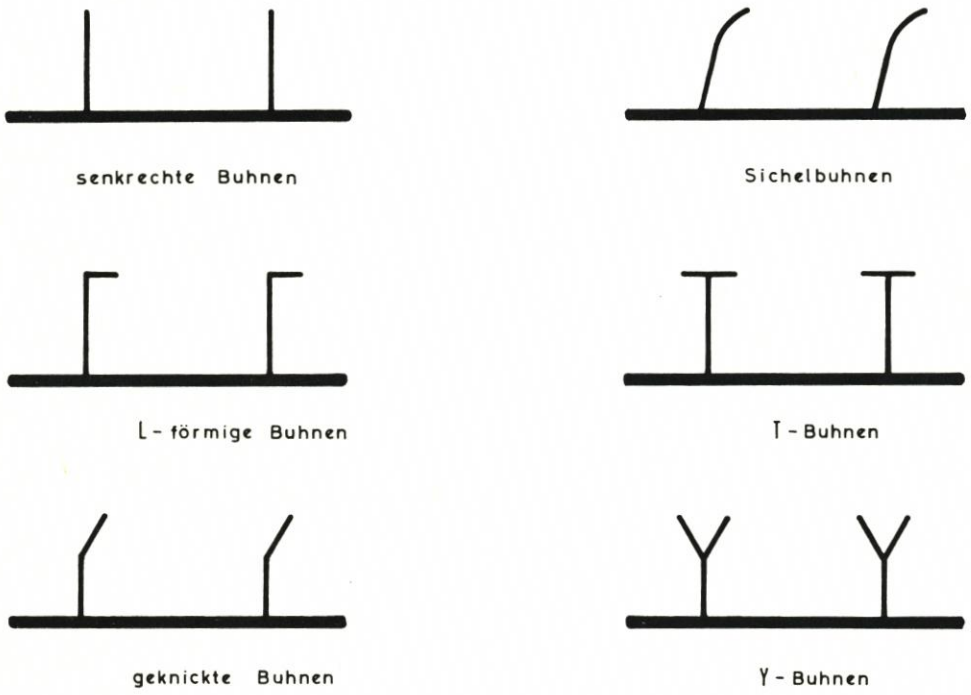


Abb. 14. Beispiele für Buhnengrundrisse (nach GUTSCHE, 1961)

3.1.4) und von der Stärke der natürlichen Materialumlagerung abhängig. Die Verbindungslinie der Buhnenköpfe einer Buhnengruppe ergibt die sogenannte Streichlinie (s. 3.1.4), die von Einfluß auf die Buhnenwirkung ist und möglichst zügig, der beabsichtigten Führung der Strömung angepaßt, verlaufen soll. Zu berücksichtigen sind ebenfalls die Buhnenhöhe und der Buhnenlängsschnitt (s. 3.1.5) sowie der Buhnenquerschnitt (s. 3.1.6).

2.2 Konstruktionsbedingte Wirkungsweise

Zu unterscheiden sind durchlässige und undurchlässige Buhnen:

Undurchlässige Buhnen bilden zunächst ein vollständiges Hindernis gegen den Längstransport von Material. Nach luvseitiger Auflandung wird das Material – zunehmend mit der Höhe der Sandauffüllung im Buhnenfeld – um das seewärtige Ende der Buhne und/oder über die Buhne hinweg transportiert.

Durchlässige Buhnen (aufgelöste Buhnen) werden gebaut, wenn eine begrenzte Durchströmung und damit das Durchlassen von äolisch oder hydraulisch verfrachtetem Sand erwünscht ist. Hiermit werden zwei Ziele verfolgt: zum einen eine ausreichende Versorgung unter Lee-Erosion leidender angrenzender Strandabschnitte und zum anderen die Beeinflussung des horizontalen Geschwindigkeitsgefälles in einer Gruppe durchlässiger Buhnen,z. B. durch unterschiedliche Wahl der Pfahlabstände, so daß die Lee-Erosion verhindert oder gemindert wird.

3. Funktionelle und konstruktive Gestaltung von Buhnen

3.1 Entwurfskriterien

3.1.1 Buhnengrundrisse

Die Entwicklung des Buhnenbaues hat zu einer Vielfalt von Buhnengrundrissen geführt, an die bestimmte funktionelle Erwartungen geknüpft wurden. Sie waren jeweils durch die zur Zeit ihres Baues gegebenen Erfahrungen, die verfügbaren Baumaterialien und den Stand der Bautechnik geprägt.

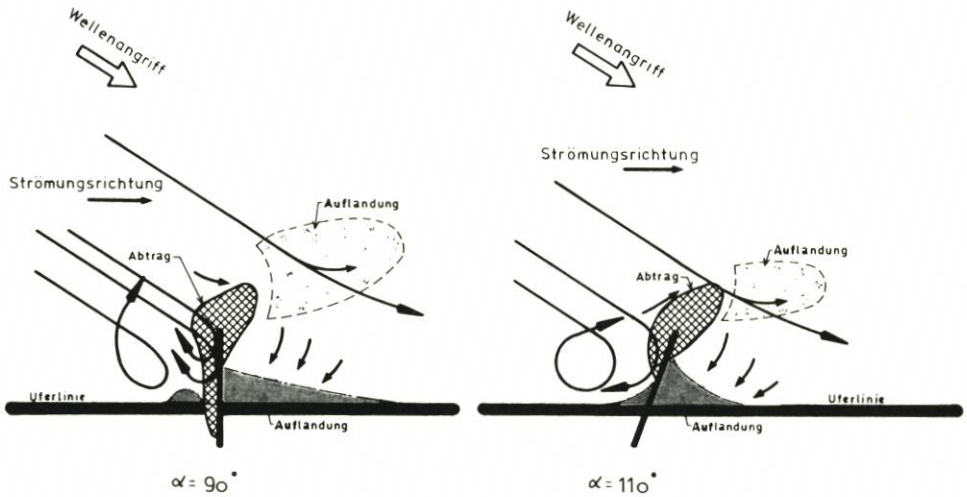


Abb. 15. Sandumlagerungen an einer Einzelbuhne (nach NAGAI, 1956)

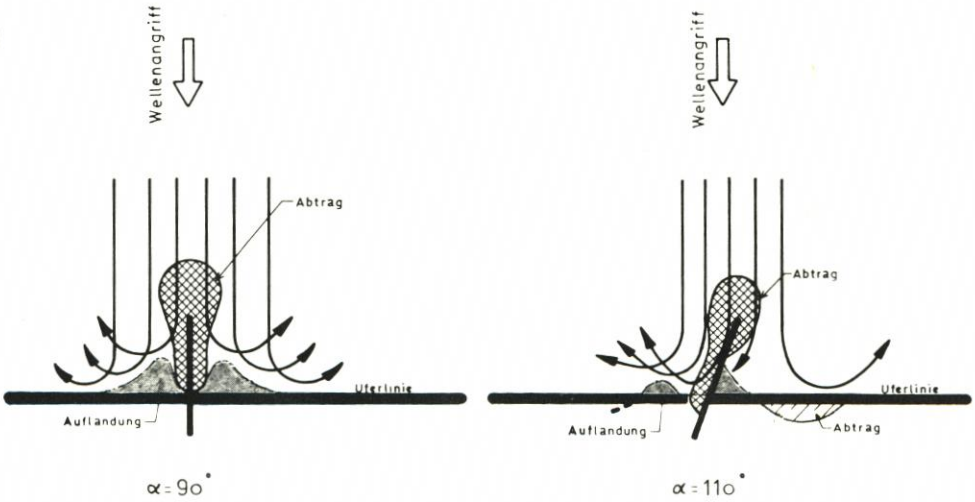


Abb. 16. Sandumlagerungen bei senkrechtem und fast senkrechtem Wellenangriff (nach NAGAI, 1956)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Wenn es heute auch möglich ist, Buhnen konstruktiv so auszubilden, daß sie den Beanspruchungen durch Wasserkräfte hinreichend widerstehen, so ist doch ihre funktionelle Gestaltung – wie aus dem Vorhergehenden erkennbar – nach wie vor problematisch.

Im allgemeinen erhalten Buhnen eine gerade Achse und werden senkrecht zur Uferlinie angelegt. Bei Strandbuhnen wäre es wünschenswert, die Buhnenachse der Wellenangriffsrichtung so anzupassen, daß eine optimale Sandablagerung bzw. ein optimaler Strandschutz erreicht wird (Abb. 15 und 16).

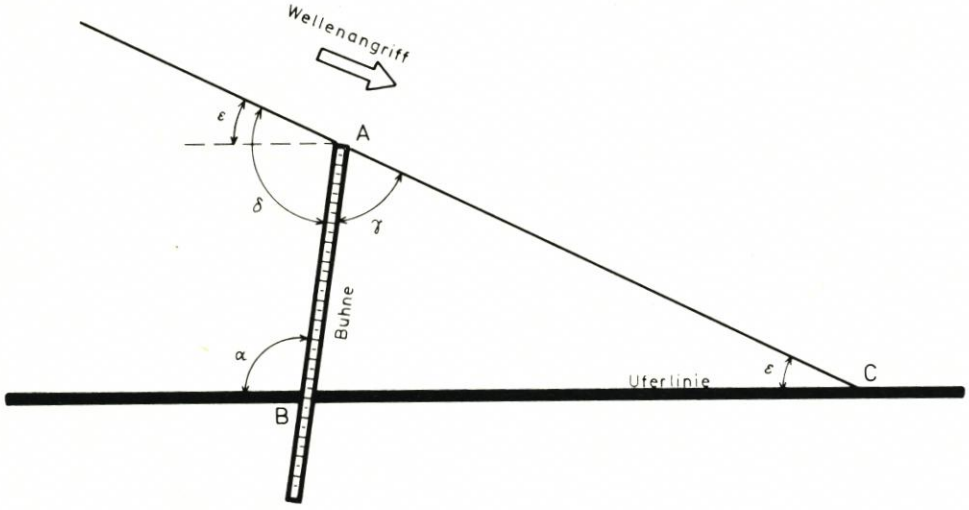


Abb. 17. Winkelbeziehungen zwischen Buhne, Wellenangriffsrichtung und Uferlinie (nach NAGAI, 1956)

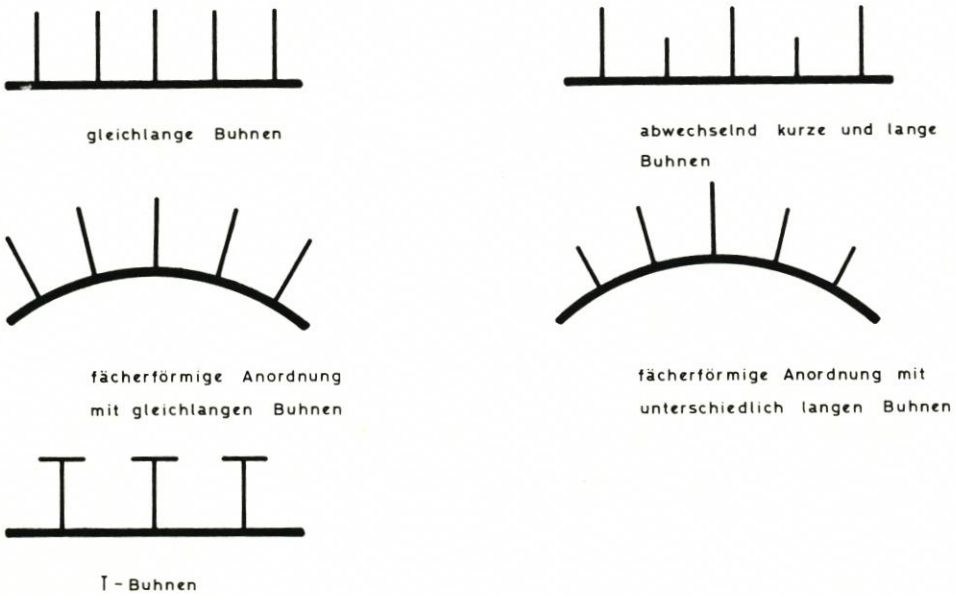


Abb. 18. Beispiele für die Anordnung von Buhnengruppen

Experimentelle Untersuchungen über die sandfangende Wirkung von Strandbuhnen ergaben, daß der geschützte Bereich (Abb. 17, Dreieck ABC) am größten ist, wenn die optimale sandfangende Wirkung einer Buhne bei einem Winkel $\varepsilon = 100°$ bis $110°$ erreicht wird. Eine optimale Sandablagerung beiderseits einer Buhne wird für $\varepsilon = 30°$ bis $60°$ erzielt, wenn $\alpha = 105°$ bis $115°$ ist. Für $\varepsilon = 60°$ bis $90°$ wird die Wirkung geringer.

3.1.2 Anordnung von Buhnengruppen

Der Bau gleich langer Buhnen an einer gestreckten Küste oder deren fächerförmige Anordnung vor einer Ausbuchtung der Uferlinie mit gleicher oder unterschiedlicher Länge ist jeweils von der Morphologie des Vorstrandes abhängig (Abb. 18). Buhnengruppen mit Buhnen wechselnder Länge entstehen z. B., wenn der Buhnenabstand ursprünglich zu groß war und kürzere Zwischenbuhnen angelegt werden müssen. T-Buhnen werden erstellt, wenn Sandablagerungen als sogenannte Tombolo-Bildungen angestrebt werden. Mit dieser Zielsetzung beschränkt sich ihre Anwendung auf Küsten ohne oder mit nur geringem Tidehub.

In den Buhnenfeldern einer Buhnengruppe (Abb. 19) wird so lange Material abgelagert, wie die Energie der ausbrandenden Wellen ausreicht, mitgeführtes Material in die Buhnenfel-

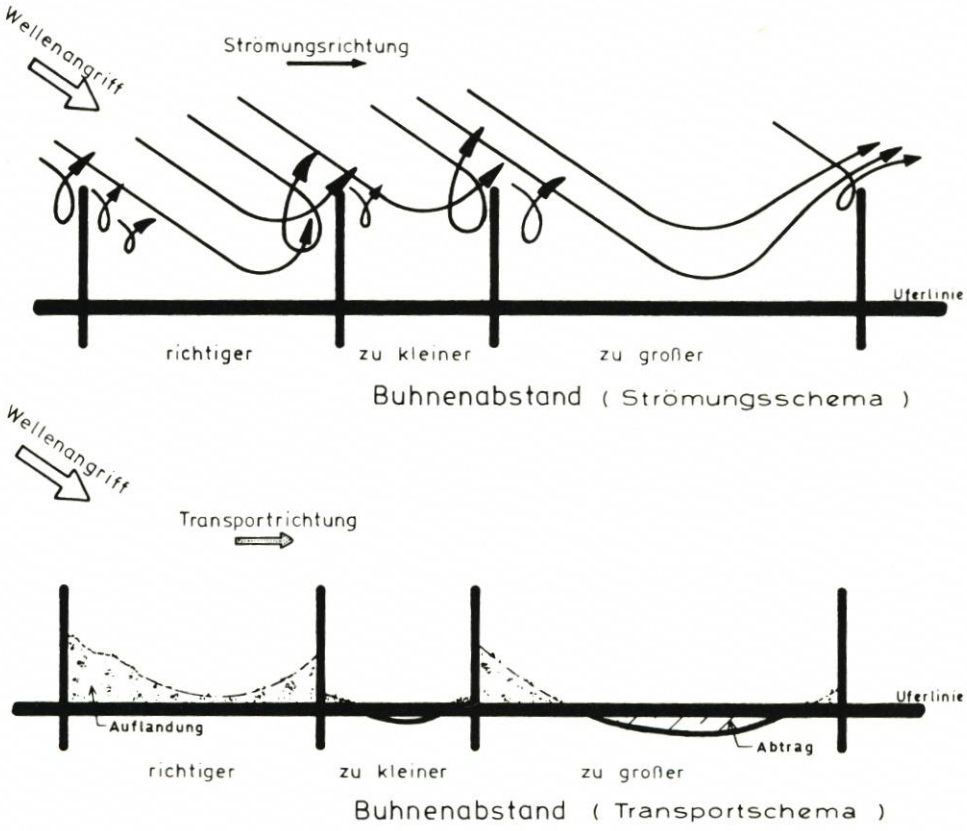


Abb. 19. Strömungs- und Transportschema und Wirkung von Buhnengruppen mit unterschiedlichen Buhnenabständen (nach NAGAI, 1956)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

der zu transportieren und sich dieses absetzen kann. Wenn der Buhnenabstand zu groß ist, kann die in das Buhnenfeld gelangende Wellenenergie so stark sein, daß kein Material abgelagert sondern sogar wieder abgetragen und weitertransportiert wird. Bei einem zu geringen Buhnenabstand dagegen dringen die Wellen nicht auf ausreichender Breite in das Buhnenfeld ein, so daß sich nur geringe Sandmengen ablagern können. Es ist daher beim Bau von Buhnengruppen ein optimaler Abstand anzustreben, bei dem ein Maximum an Material abgelagert wird.

3.1.3 Buhnenabstände

In einer Buhnengruppe ist der Buhnenabstand so zu bemessen, daß die leeseitige Buhne dort liegt, wo die abschirmende Wirkung der luvseitigen Buhne nicht mehr ausreicht, um Erosion durch Strömung und Brandung zu verhindern.

Der Buhnenabstand hängt von der Buhnenlänge ab. Je länger die Buhnen sind, um so größer kann der Buhnenabstand gewählt werden; umgekehrt muß der Buhnenabstand um so geringer sein, je kürzer die Buhnen sind.

Da die Baukosten der Buhne seewärts mit größerer Wassertiefe zunehmen, sollten die Buhnenabstände und -längen so gewählt werden, daß die hydraulisch günstigste Lösung soweit erreicht wird, als es kostenmäßig vertretbar ist. Der Idealfall wäre erreicht, wenn jedes Buhnenfeld eine physiographische Einheit bilden und kein Material aus ihm verlorengehen würde. Das ist jedoch nur bei sehr günstigen morphologischen, meteorologischen und hydrologischen Bedingungen möglich.

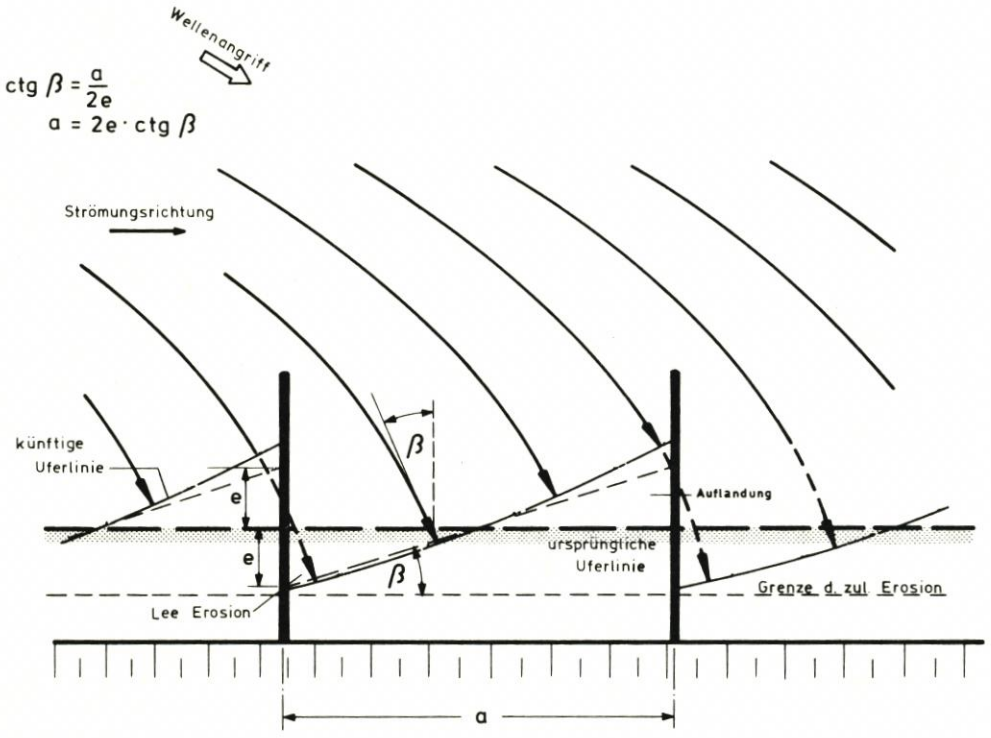


Abb. 20. Verfahren zur Ermittlung des Buhnenabstandes (nach MAGENS,1958)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Bemessungshinweise: Für gerade, gleich lange Strombuhnen können die Buhnenabstände (a) im Verhältnis zur Buhnenlänge (L) nach dem SHORE PPROTECTION MANUAL (1973) mit a = 2 bis 3 L gewählt werden. Für strandnormale, gleich lange Strandbuhnen kann nach Untersuchungen an deutschen Küsten folgende Formel für die Ermittlung des Buhnenabstandes dienen (Abb. 20):

$$\text{Buhnenabstand } a_{max} = 2e \cdot \operatorname{ctg} \beta$$

An anderer Stelle wurde auf Grund von Modellversuchen bei einer senkrechten Anordnung ein Buhnenabstand von

$$a = 4\ L$$

als optimal ermittelt (Abb. 21).

Für angewinkelte Buhnen mit $\alpha = 110°$ und für eine Wellenangriffsrichtung mit $\varepsilon = 30°$ bis 60° ist nach Modellversuchen der optimale Buhnenabstand (Abb. 22):

$$a = 4\ L$$

3.1.4 Buhnenlänge und Streichlinie einer Buhnengruppe

Die Baukosten von Buhnen wachsen mit dem Abstand vom Ufer infolge zunehmender Wassertiefe. Daher muß die Buhnenlänge auf die hydraulischen Mindestforderungen begrenzt werden. So könnte beispielsweise daran gedacht werden, bei Buhnengruppen anstelle von gleich langen Buhnen gegebenenfalls die Länge der Einzelbuhnen in Leerichtung stufenweise zu verringern,um die Lee-Erosion zu vermindern.

Die Mehrzahl der Buhnen an der deutschen Küste haben Längen zwischen 200 m und 400 m. Bekannt sind jedoch Buhnenlängen von 500 m und darüber. Eine Ausnahme bildet die Strombuhne H am Westende von Wangerooge mit einer Länge von 1500 m.

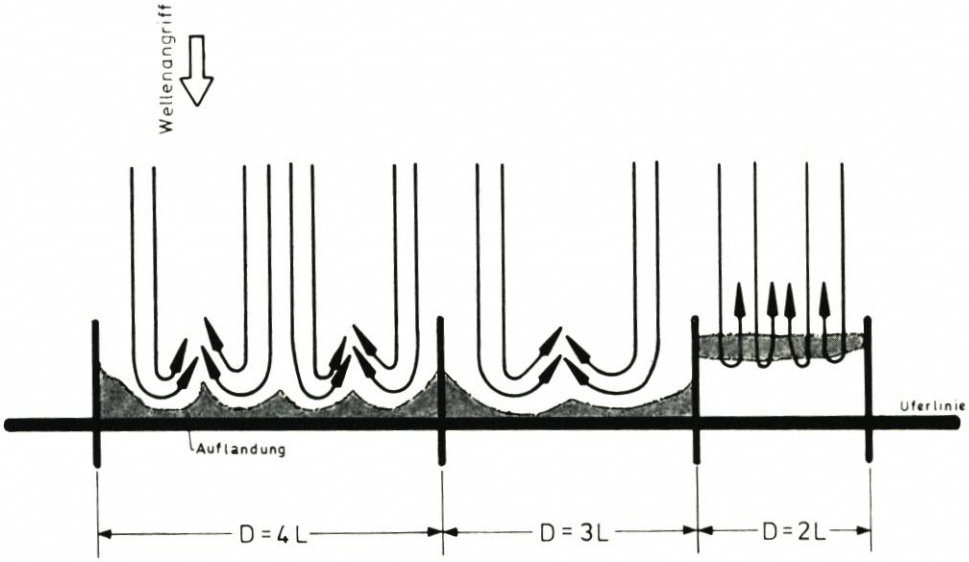


Abb. 21. Strömungsverlauf und Sandumlagerungen in Buhnenfeldern bei $\varepsilon = 60°$ bis 90° und $\varepsilon = 90°$ (nach NAGAI, 1956)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Die Länge von Strombuhnen muß vom Ufer bis zum unterhalb der Brandungswirkung liegenden Hang der Stromrinne reichen. Der Hang der Rinne wird flexibel abgedeckt, um ihn gegen Erosion durch Strömung zu sichern und eine Verlagerung der Rinne in Richtung auf das Ufer zu verhindern.

Die Länge von Strandbuhnen muß ausreichen, den leeseitigen Strandbereich gegen Brandungsströmungen und Brandungswellen hinreichend abzuschirmen, um den Sandabtrag zu verhindern. Dabei ist zu beachten:

- Eine Strandbuhne sollte möglichst bis über den Bereich hinaus gebaut werden, in dem der überwiegende Küstenlängstransport stattfindet. Bei seewärts gleichmäßig abfallenden Stränden ist das im allgemeinen etwa bis zur – 3,0-m-Tiefenlinie (bezogen auf Seekarten-Null .– 1,50 m NN).
- Ist im Buhnenbereich eine strandparallele Rinne vorhanden, die keine gefährliche Vertiefung erwarten läßt, so sollten die Buhnen bis zu dieser Rinne vorgestreckt werden und ihre Kopfsicherung die landseitige Böschung der Rinne mit abdecken, damit eine Annäherung an das Ufer verhindert wird.
- Ist zu befürchten, daß die strandparallele Rinne sich gefahrdrohend vertieft, so ist die Kopfsicherung der Buhne in großflächiger, flexibler Bauweise auszuführen. In besonderen Fällen (Borkum, Norderney) kann die Rinne – z. B. durch Sinkstücke – bis zum seeseitigen Hang verbaut werden (Unterwasserbuhne).
- Ist dem Strand ein mehr oder weniger durchgehendes stabiles Riff in annehmbarer Entfernung vorgelagert, so sind zur Erhöhung ihrer Wirksamkeit die Buhnen bis zum seeseitigen Hang des Riffes vorzuziehen. Anzustreben sind jedoch aus Kostengründen möglichst kurze Buhnen, wenn sie z. B. mit anderen Maßnahmen zur Stranderhaltung, wie Strandauffüllung o. ä., verbunden werden können.
- Liegen stark veränderliche Riffe oder Platen vor dem Strand, sollten die Buhnen bis zu dem Bereich vorgestreckt werden, wo die relativ stabilsten Riffe bzw. Platen liegen.
- Aus Modellversuchen folgert Nagai (1956), daß die Buhnenlänge gleich dem 0,4fachen Abstand zwischen der örtlichen Brecherzone bei stärkstem Seegang und der Uferlinie sein sollte.

Die Längen von Strombuhnen einer Buhnengruppe sollten auch so bemessen werden, daß die Strömung hydraulisch optimal geführt wird (Abb. 18) und damit die Verbindungslinie der Buhnenköpfe eine sogenannte Streichlinie bildet.

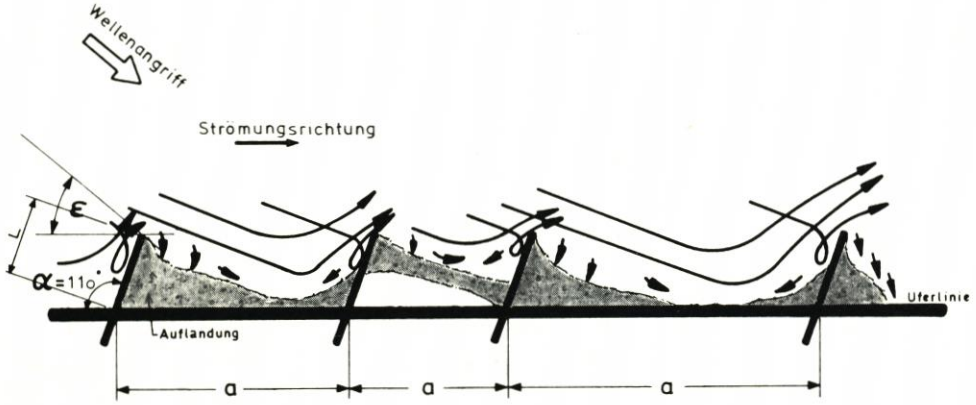


Abb. 22. Sandumlagerungen durch schräg anlaufende Wellen bei ungleichen Buhnenabständen (nach Nagai, 1956)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Damit eine Gruppe von Strandbuhnen eine ausgeglichene Schutzwirkung ausüben kann, müssen die zugehörigen Buhnen entweder die gesamte Sandtransportzone überdecken oder mindestens Teilbereiche gleicher Transportleistung. Da der Sandtransport meistens strandparallel verläuft, ergeben sich in der Regel gleiche Buhnenlängen und damit eine Streichlinie. Die Bezeichnung ‚Streichlinie' bezieht sich hier also primär auf den Sandtransport und weniger auf die Strömung wie bei Strombuhnen.

3.1.5 Buhnenhöhe und Buhnenlängsneigung

Wenn im Bereich von Strombuhnen das Ufer nicht durch ein Deckwerk geschützt ist, muß die Buhnenwurzel so hoch liegen, daß sie auch beim höchsten zu erwartenden Wasserstand nicht überströmt wird, weil sonst Uferschäden eintreten (Abb. 23). Der Buhnenkopf muß mindestens so hoch gelegt werden, daß er sich während der Niedrigwasserzeiten in dem gewählten Profil herstellen und später unterhalten läßt, wobei die Bauweise von Bedeutung ist.

Eine Strandbuhne muß eine Mindesthöhe über dem Strand haben, damit eine erosionshemmende bzw. sandfangende Wirkung erzielt wird. Mit zunehmender Höhe kann die sandfangende Wirkung so groß werden, daß die Leeseite nicht mehr ausreichend mit Sand versorgt wird und Lee-Erosion auftritt.

Die Buhnenhöhe müßte theoretisch so bemessen werden, daß auch bei höchsten Wasserständen keine Wellen überschlagen, die im benachbarten Strandbereich erodierende Wirkun-

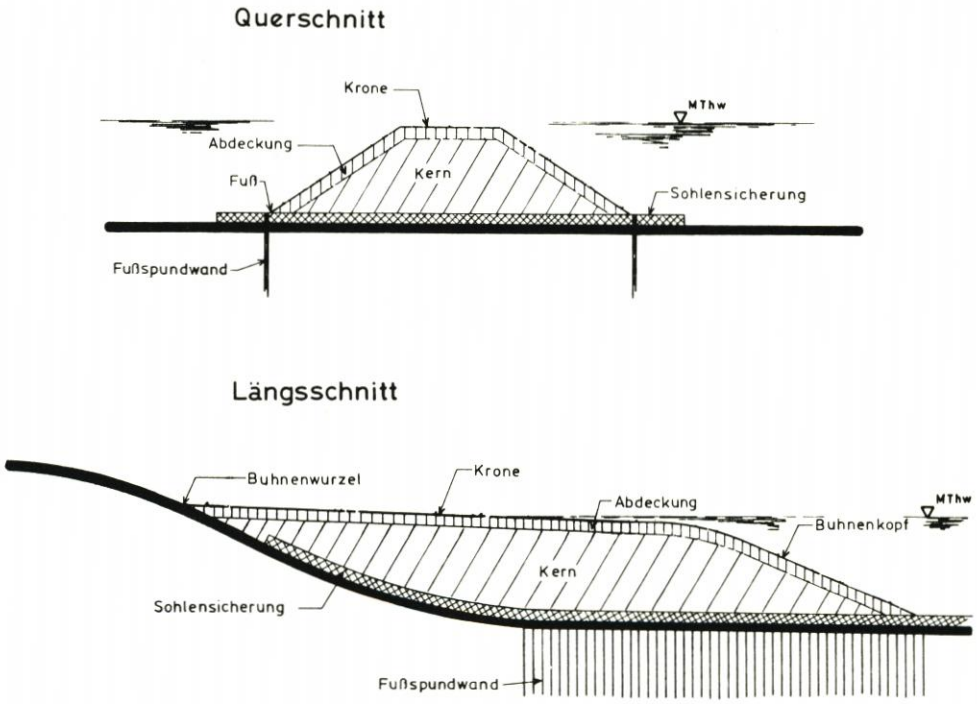


Abb. 23. Bezeichnung von Bauwerksteilen einer Buhne

Die Küste, 36 (1981), 1-320

gen haben könnten. Dann bildet das Buhnenfeld ein Tosbecken, das energiezehrend wirkt. Dem stehen im Tidegebiet hohe Baukosten und ästhetische Gründe entgegen. Weiter muß bedacht werden, daß mit der Buhnenhöhe die brandungsbedingte Rückströmung entlang der leeseitigen Buhne zunimmt, wodurch Sandverluste und bauwerksgefährdende Rinnen am Buhnenfuß auftreten können.

Praktisch wird eine Buhne so ausgebildet, daß der Buhnenkopf mindestens 0,5 m höher liegt als der normale Niedrigwasserstand, weil die Baudurchführung und Unterhaltung sonst schwierig und kostspielig wird.

Die Buhnenkrone sollte an Stränden mit schwacher Erosion und wenig wechselnder Strandhöhe nur um ein geringes Maß über der angestrebten Strandhöhe liegen; üblich ist bei flachen Buhnen eine Höhe über dem Strand bis etwa 0,75 m und bei Buhnen mit steilen Flanken (z. B. Einwandbuhnen) von etwa 0,5 m. Die Höhe der Buhnenwurzel ergibt sich aus dem der Strandneigung folgenden Anstieg in der Buhnenachse und liegt 0,5 m über MThw bis HHThw. Sie sollte um so höher sein, je weniger das Ufer befestigt ist. An Stränden mit starker Erosion und stark wechselnder Strandhöhe sollte die Buhnenkrone etwa 0,5 m über dem höchsten noch zu schützenden Strandniveau liegen. Die Längsneigung der Buhnenkrone wird der mittleren Ufer- oder Strandneigung angepaßt. Da im Bereich von Strombuhnen die Ufer stärker geböscht sind als dort, wo Strandbuhnen gebaut werden, weisen die Strombuhnen in der Regel steilere Neigungen auf als die Strandbuhnen. Gebräuchliche Neigungen sind 1:40 bis 1:200.

3.1.6 Buhnenquerschnitte

Wenn die Buhnenhöhe so bemessen wird, daß der Seegang auf der Buhnenkrone branden kann, ist der Buhnenquerschnitt – z. B. als Kastenbuhne (Abb. 24) – auch diesen Beanspruchungen entsprechend auszubilden. Der Buhnenkörper, insbesondere die Buhnenkrone, sollte in diesem Fall so breit angelegt werden, daß überschlagende Wellen auf dem festen Bauwerkskörper ausbranden und dort ihre Energie abbauen. Bei schmalen Buhnenbauwerken – z. B. Einwandbuhnen (Abb. 24) – können die Wellen das Bauwerk überlaufen oder in das leeseitige Buhnenfeld überschlagen und dort selbst oder durch Anfachen neuer Wellen erodierend wirken. Daraus folgt, daß Buhnenquerschnitte um so breiter sein sollten, je niedriger sie über dem Strandniveau liegen – z. B. geböschte oder gewölbte Buhne (Abb. 24).

Senkrechte Buhnenflanken von Einwand- oder Kastenbuhnen bewirken eine Wellenreflexion und damit eine wellenabweisende Wirkung. Dadurch kann die Turbulenz im luvseitigen Strandbereich zwar einerseits vermindert, aber andererseits unter Umständen auch erhöht werden. Zu erwarten ist in jedem Fall ein verminderter Sedimenttransport aus dem Buhnenfeld, weil die schräg anlaufende Welle durch die Reflexion eine zum Ufer gerichtete Komponente erhält.

Am flach geböschten, breit ausladenden runden Kopf von Flachbuhnen (Abb. 24) erfahren die auf sie zulaufenden Wellenfronten eine Richtungsänderung als Folge der Diffraktion auf der Leeseite und der Refraktion am Bauwerk. Beide Einflüsse führen zu einer Beugung der Wellen zur Buhnenachse und bewirken ihre bogenförmige Ausbreitung gegen den Strand. Eine Gruppe von Flachbuhnen bewirkt auf diese Weise eine Gleichrichtung der je nach Windrichtung verschieden einfallenden Wellenfronten, so daß die gebeugten Wellen unter nahezu gleichem Winkel auf den Strand treffen und das Strandprofil durch die Richtung der brandenden Wellen nicht unmittelbar beeinflußt wird. Weiterhin stellen breite Flachbuhnen gewissermaßen einen künstlichen „Strand" dar, auf dem die gebeugten Wellen branden

und einen schräg auf das Ufer gerichteten Brandungsstrom entstehen lassen. Dieser verhindert weitgehend eine ausräumende Rippströmung.

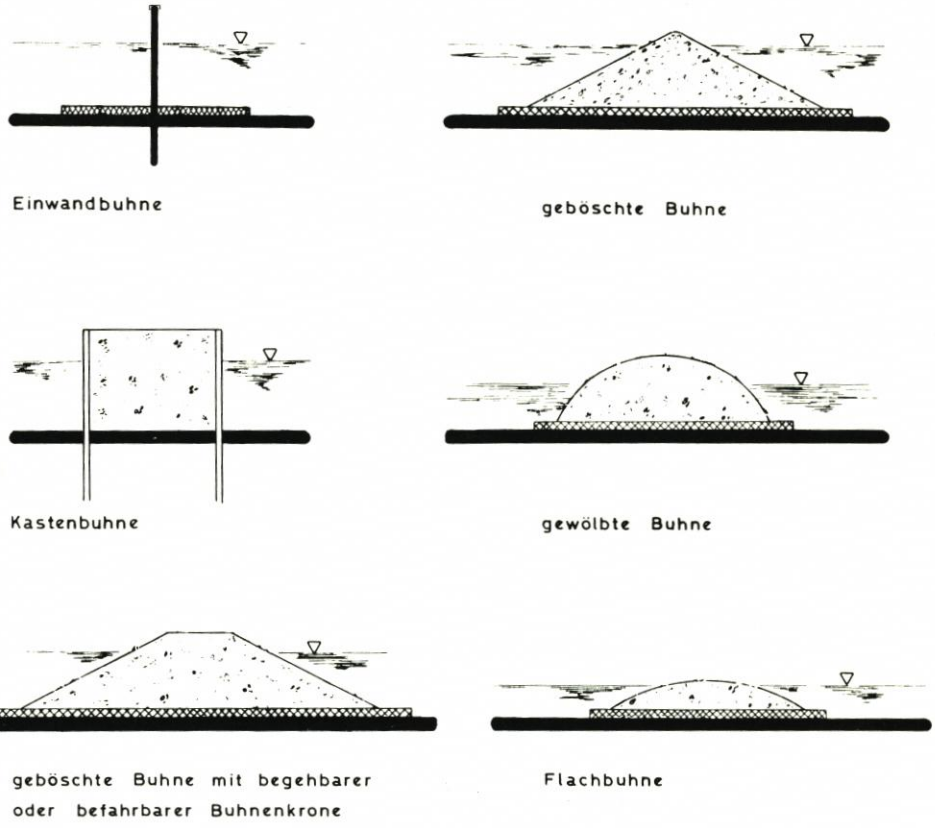


Abb. 24. Beispiele für Buhnenquerschnitte (Darstellung in unterschiedlichen Maßstäben)

3.1.7 Ergänzungen zum Buhnenbau

Es kann nützlich sein, den Bau von Buhnen mit einer Strandauffüllung (s. Empfehlungen D) zu verbinden, wenn z. B. infolge fehlender oder zu geringer natürlicher Sandzufuhr die Buhnen allein keine ausreichende Wirkung erwarten lassen. Außerdem verhindert die Materialzugabe, daß eine ohnehin geringe Sandzufuhr in den leeseitig der Buhnen gelegenen Bereich noch weiter vermindert wird und Lee-Erosion einsetzt. Diese Erkenntnis hat dazu geführt, daß in neuerer Zeit vielfach anstelle fester Küstenschutzbauwerke der erforderliche Uferschutz durch Strandauffüllungen wiederhergestellt worden ist, die entsprechend dem Sandverlust am Strand wiederholt werden müssen. Zur Erhöhung ihrer Lebensdauer kann jedoch der Bau von Buhnen empfehlenswert sein, wenn Beobachtungen über eine längere Zeit erweisen, daß der Sandabtrag ungewöhnlich stark ist und durch den Bau von Buhnen eine wirtschaftlichere Lösung gefunden werden kann.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

3.2 Bemessung und konstruktive Gestaltung von Buhnen

Für die Standsicherheit von Buhnen sind die äußeren Beanspruchungen und der Baugrund mit seinen erdstatischen Kenngrößen maßgebend (s. Empfehlungen A und B). Die konstruktive Bemessung von Buhnen ist nicht nur für den Endzustand des Bauwerkes, sondern auch für dessen Bauzustände vorzunehmen. Für die fertige Buhne sind neben den angreifenden Kräften aus Strömung, Eisdruck usw. auch Beanspruchungen zu berücksichtigen, die sich aus den erwarteten Veränderungen – besonders der Strandhöhen – ergeben. Sie führen auch zu den an den Längsseiten ungleich angreifenden Erddrücken, welche aus den zeitabhängigen Sandumlagerungen herrühren. Nach dem heutigen Stand der Kenntnisse über die äußeren Beanspruchungen ergeben diese zwar die Grundlage für die Bemessung von Buhnen, auf die Erfahrungswerte für ihre konstruktive Gestaltung kann jedoch nicht verzichtet werden.

Dem Entwurf und der Bemessung muß eine sorgfältige Auswertung von Strandvermessungen vorausgehen, um die tiefste Lage des Strandes zu ermitteln, nach der die Buhne standsicher zu dimensionieren ist. Von der Zuverlässigkeit der Strandbeobachtungen sowie der Beurteilung der Einzelbeanspruchungen hängt der jeweils einzuführende Sicherheitsfaktor ab. Dieser wird auch von seebautypischen Erscheinungen, wie Abrostung an Stahlbauteilen, Schwingungserscheinungen an Rammelementen usw., beeinflußt.

Die Forderungen an Buhnen hinsichtlich ihrer funktionellen Aufgabe, Standsicherheit und ihrem Unterhaltungsaufwand sind entscheidend. Die äußeren Einwirkungen auf das Bauwerk (s. Empfehlungen A) ergeben weitere Gesichtspunkte bezüglich der zu wählenden Baustoffe (s. Empfehlungen C) für die einzelnen Konstruktionsteile von Buhnen. So sollte von der Verwendung von Stahlspundwänden bei Einwand- und Kastenbuhnen dort abgesehen werden, wo mit starkem Sandschliff und starker Korrosion zu rechnen ist. Bei der Verwendung von Betonbauteilen sind die Zemente und Zuschlagsstoffe auf die Aggressivität des Seewassers abzustimmen.

Die zu erwartenden Beanspruchungen des Bauwerks, dessen voraussichtliche Lebensdauer sowie die Kosten der verfügbaren Baustoffe stehen in enger Beziehung miteinander. So kann eine an sich zweckmäßige Buhnenbauweise durch die Möglichkeit preisgünstiger Beschaffung eines zunächst nicht vorgesehenen Materials zu einer anderen technischen und kostengünstigeren Lösung führen.

Mehr als ein Jahrhundert Buhnenbau an der deutschen Küste hat zu einer Vielzahl von Buhnenkonstruktionen geführt, die sich aus der Lage, den funktionellen Erfordernissen, den bis dahin gewonnenen Erfahrungen sowie den jeweils verfügbaren Baumaterialien und Bauweisen ergaben. Beispiele für verschiedene Bauweisen zeigen die Abbildungen 25 bis 34. Beispiele ausgeführter Konstruktionen an der deutschen Küste (Abb. 35 bis 37) gibt Abschnitt 6 wieder, in dem neben zeichnerischen Darstellungen der Buhnen Angaben über Lage, Beanspruchung, Baugrund, Baujahr und Bauweisen sowie konstruktive und funktionelle Beurteilungen enthalten sind. Die Tabelle 1 enthält eine Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für die Bauwerksteile des Buhnenkörpers entsprechend dem heutigen Stand der Technik. Die Beispiele und die Zusammenstellung können als Grundlage für die konstruktive Gestaltung von Buhnen genutzt werden.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 1
Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für einzelne Bauwerksteile

Bauwerksteil	Konstruktionsart	Baustoff	Materialtypische Kenngrößen (Gewichtsangb. i. Trockenen)	Gewinnungs- bzw. Bezugsort	Anlieferung per	Bemerkungen und Hinweise
A. SOHLEN-SICHERUNG A.1 als Unterlage unter Schüttkörpern	Sinkstücke Geflecht aus	Laub- bzw. Nadelholzbusch, auch in Verbindung mit Kunststoffgeweben	Buschbunde, i. allg. Ø 30 cm, Mattenstärke 0,20 bis 1,20 m	Bundesrepublik Deutschland, Polen, Niederlande usw., nicht regional begrenzt	Schiff, Bahn, LKW	Bei Kunststoffgeweben Konfektionsgrößen beachten
	Geflecht aus	Holz, überwiegend Bongossiholz	keine	Bundesrepublik Deutschland	Bahn, LKW	Verwendung nur unter kleineren Schüttkörpern
A.2 als reine Sohlensicherung	Sinkstücke wie unter A.1 beschrieben					
	Kunststoffgittergewebe	Nylon o. ä. ggf. verstärkt mit Buschbunden	v. Empfehlungen C: „Baustoffe" Mattengröße bis zu 30 m × 200 m	Bundesrepublik Deutschland	Bahn, LKW	Beschwerung mit Schüttsteinen, Geröll o. ä. In spezieller Anfertigung, Beschwerung durch maschinell gefertigte und mit der Matte verbundene Betonsteine → Blockmatten
	Betonmatten	Mit kolloidalem Beton gefüllte Hohlmatten aus Nylongewebe	Stärken 10 bis 25 cm	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, LKW	
	Durchlässige Mastixschottermatten	Filtergewebe verstärkt mit Bewehrung und verbunden mit 2 Lagen Mastixschotter	Mattengröße bis zu rd. 17,0 m × 200 m Mattenstärke 12 cm	Herstellung und Verlegung ortsungebunden auf schwimmendem Spezialschiff		Beschwerung der Mattenränder mit Betonblöcken (v. 5.2 hier 2c)
	Dichte Mastixbahnen	Asphaltmastix	1,9–2,0 t/m³ Dicke d. Bahn 15–30 cm, übl. Bahnbreiten b = 5,0 m	Herstellung und Verlegung ortsungebunden auf schwimmendem Spezialschiff		
B. FUSS-SPUND-WÄNDE	Spund-, bzw. Bohlwände	vorzugsweise aus Stahl, seltener aus Holz oder Beton	unterschiedlich	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, Bahn, LKW	Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften
C. WÄNDE BEI EINWAND- UND KASTEN-BUHNEN	Bei Kastenbuhnen Spundwände fangedammartig gegenseitig verankert; bei Einwandbuhnen Spundwände mit Holm	Stahl, Beton, Holz	entsprechend der statischen Dimensionierung unterschiedliche Profile	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, Bahn, LKW	Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften
D. BUHNEN-KERN	Schüttmaterial	Natürliche Schüttsteine, z. B. Granit Diabas Quarzit Labradorit Piesburger } Karbonquarzit } Colith	Schüttgewichte um 1,5 t/m³ Einzelgewichte 10–50 kg und mehr {	Schweden Norwegen Bundesrepublik Deutschld. (Harz) Schweden Norwegen Bundesrepublik Deutschland (Raum Osnabrück) Bundesrepublik D. (Wesergeb.)	inländische Erzeugnisse per Schiff, Bahn u. LKW; ausld. Erzeugnisse überwiegend per Schiff	Einzelne dieser Gesteinsarten sind auch je nach Bearbeitungsart als Geröll, Schotter oder Split erhältlich. Verwendung der kleineren Größen zum Verfüllen der Hohlräume. Beachten, daß es auch frostunbeständiges Material gibt.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Tabelle 1 (Fortsetzung)
Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für einzelne Bauwerksteile

Bauwerksteil	Konstruktionsart	Baustoff	Materialtypische Kenngrößen (Gewichtsangb. i. Trockenen)	Gewinnungs- bzw. Bezugsort	Anlieferung per	Bemerkungen und Hinweise
		Ostseefindlinge	bis zu 2 t Stück	Ostseeraum	Schiff	
		Felsenbruch aus Granit	üblich 0,5–2,5 t/Stück	Schweden	Schiff	
		Spülsand	rd. 1,8 t/m³ wasserverdichtet	Nähe Baustelle Voraussetzung	Spüler, Schuten	Als Füllmaterial für Kastenbuhnen. Hierbei undurchlässige Abdeckung Voraussetzung
		Bitumensand	Bitumen/Sandgemisch (Empfehlung C, Abschnitt 6)	Herstellung zumeist am Einbauort oder in dessen Umgebung		
		Künstliche Schüttsteine, z. B. aus Kupferschlacke Stahlschlacke Phosphorschlacke	rd. 1,9 t/m³ rd. 1,9 t/m³ (bis zu 2,3 t/m³) i. verdicht. Zust. rd. 1,7 t/m³	Bundesrepublik Deutschland, z. B. Hamburg Niederlande		
		Beton	in verschiedenen Formen und Größen z. B. als Tetrapoden, Betonabbruch o. ä.	Herstellung zumeist am Ort		Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften unter besonderer Beachtung der Betonzusammensetzung mit Rücksicht auf die Seewasserbeständigkeit
	Gabionen	Mit Steinen, Geröll oder kl. Schüttsteinen gefüllte Drahtkörbe unterschiedl. Abmessungen	entspr. den vorstehend aufgef. Materialien, f. Korb: Maschendraht, Baustahlgewebe, o. ä.	Herstellung am Einbauort. Anlieferung des Füllmaterials entspr. d. verw. Baustoff.		
E. BUHNEN-ABDECKUNG	Abdeckmaterial wie unter D beschrieben mit Ausnahme von Sand	Natürliche Steine wie unter D, dazu Basalt wie unter „D" Betonsteine sinngemäß wie unter „D"	rd. 1,7 t/m³ vergleiche „D"	Bundesrepublik Deutschland Tschechoslowakei vergleiche „D"	Schiff, Bahn, LKW vergleiche „D"	Gegenüber Kernschüttungen werden die Abdeckungen oft als Packungen oder Pflasterungen ausgeführt. Dies setzt (bei natürlichen Steinen) oft eine besondere Bearbeitung bzw. (bei künstlichen Steinen und Beton) Formgebung voraus. Hierdurch werden in der Abdeckschicht höhere Raumgewichte und eine geschlossenere Fläche erreicht.
	Verguß des Abdeckmaterials	Beton	herkömmlich	örtliche Herstellung		Nur über MThw üblich, i. ü. heute selten als normaler Unterwasserbeton (Empfehlung C., Abschnitt 5.6)
			kolloidaler Spezialbeton	örtliche Herstellung		(Empfehlung C., Abschnitt 5.7)
		Asphalt	Gemisch aus Bitumen und unterschiedlich feinen Mineralstoffen rd. 1,9–2,0 t/m³	örtliche Herstellung		In Ausnahmefällen auch als Abdeckung selbst verwendet
	Fertigteile	Stahlbeton	in Anpassung an die Konstruktion	Herstellung im Fertigteilwerk oder örtlich	vorzugsweise Schiff	

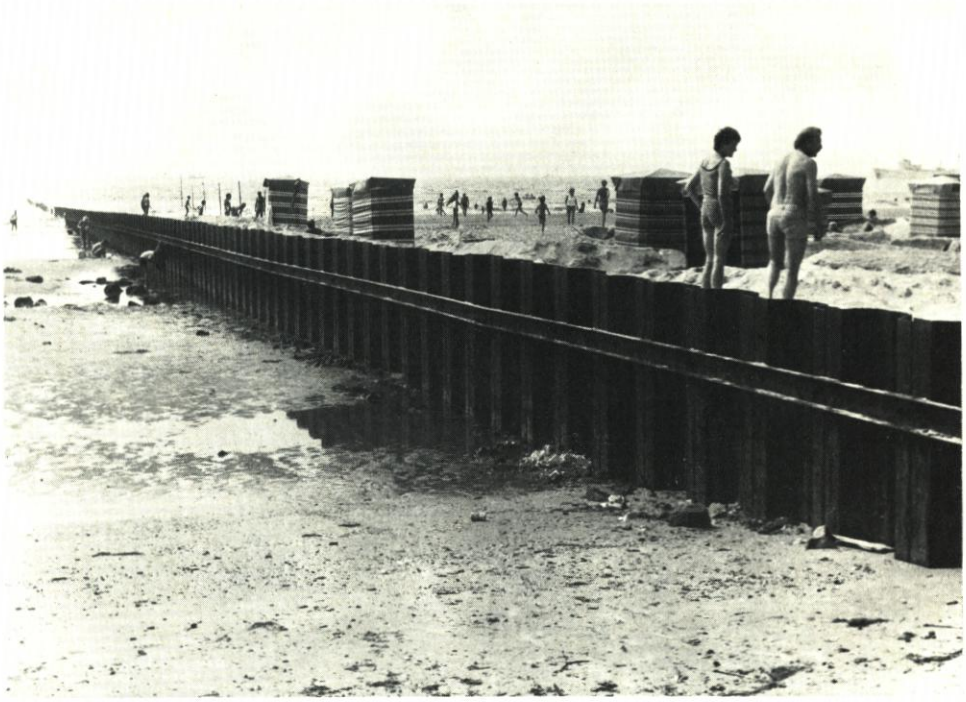


Abb. 25. Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen auf Borkum

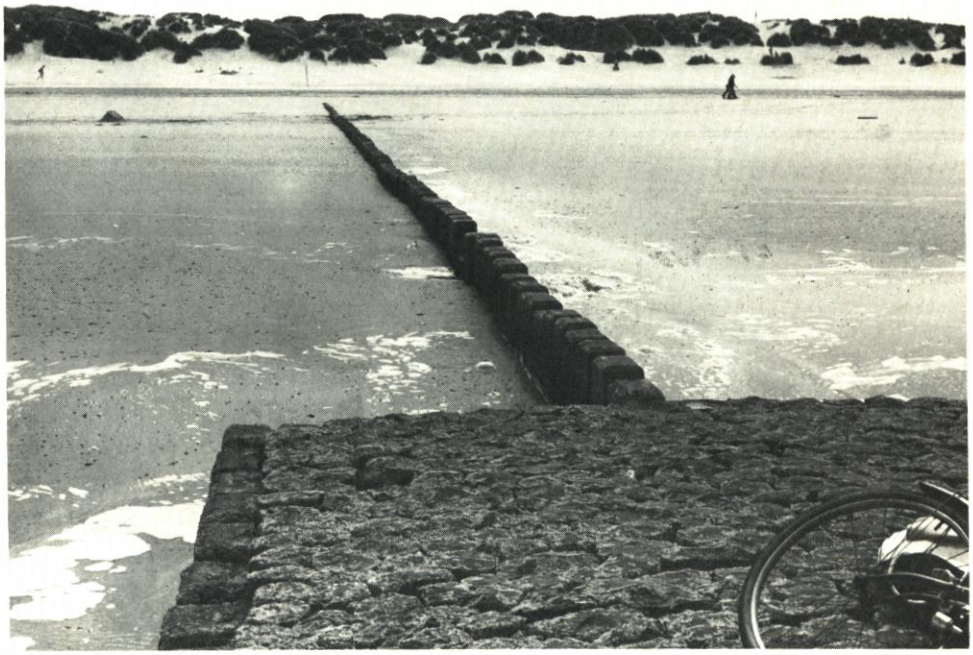


Abb. 26. Einwandbuhne aus Stahlbetonbohlen als Verbindung zwischen Deckwerk und Kastenbuhnenkopf am Nordstrand von Norderney



Abb. 27. Kopf einer Einwandbuhne in Form einer Kastenbuhne aus Stahlbetonbohlen mit Basaltpflaster am Nordstrand von Norderney



Abb. 28. Kastenbuhne aus Stahlspundbohlen mit Basaltpflaster am Nordstrand von Norderney

Die Küste, 36 (1981), 1-320

4. Bauausführung und Unterhaltung

4.1 Allgemeines

Außer von der funktionellen Aufgabe der Buhnen wird ihre Konstruktion von der Wirtschaftlichkeit der gewählten Bauweise bestimmt. Hierbei sind Örtlichkeit, Lieferpreise der Baustoffe, Kosten der Baugeräte und der Arbeitskräfte sowie die Abschätzung des Unterhaltungsaufwandes für die zu erwartende Lebensdauer des Bauwerkes wesentliche Einflußgrößen.

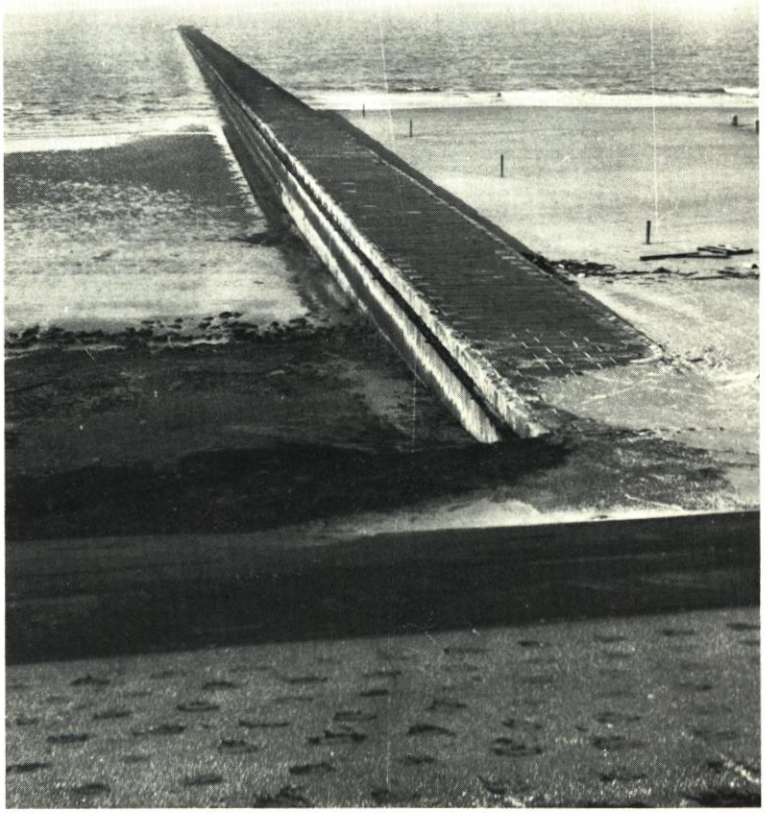


Abb. 29. Kastenbuhne aus Stahlbetonbohlen mit einer Abdeckung aus Betonplatten am Südstrand von Borkum

Die Küste, 36 (1981), 1-320

Um das Baurisiko gering zu halten, sind Buhnenbauten in der witterungsmäßig günstigen Jahreszeit vom Frühjahr bis zum Herbst vorteilhaft. Da es sich dabei fast immer um öffentliche Bauvorhaben handelt, bei denen oftmals aus mancherlei Gründen die Bereitstellung der Geldmittel verzögert wird, ist eine zeitgerechte Bauabwicklung nicht immer möglich. Dadurch werden Bauweise und Kosten häufig nachteilig beeinflußt.

4.2 Gerätesysteme und Bauweisen

Die wichtigsten Bauweisen und Gerätesysteme sind in der Tabelle 2 zusammengestellt, einige spezielle wasserbauliche Geräte nachstehend beschrieben.

Die stationäre Senkbank ist eine etwa bis 10:1 oder flacher geneigte befestigte Ebene, deren Größe sich nach den Sinkstückabmessungen richtet. Die Senkbank wird an

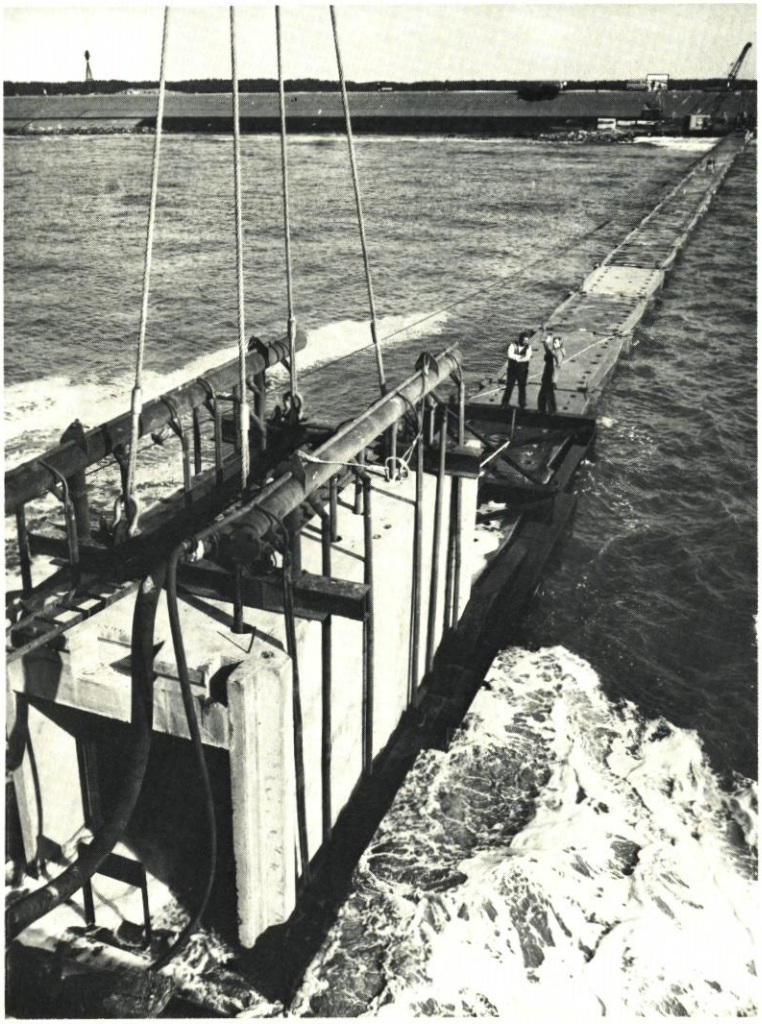


Abb. 30. Bau einer Kastenbuhne aus Stahlbetonfertigteilen am Südstrand von Borkum



Abb. 31. Gewölbte Buhne mit seitlichen Bermen in Steinbauweise auf Norderney



Abb. 32. Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen, die im oberen Bereich durch Korrosion und Sandschliff starke Schäden aufweist

Die Küste, 36 (1981), 1-320



Abb. 33. Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt



Abb. 34. Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt

Tabelle 2
Übersicht über die wichtigsten Einbauarten und die verwendeten Gerätesysteme

Verwendeter Baustoff	Einbau im Trockenen	Einbau im Nassen
1. Buschmatten	Herstellung und Einbau an Ort und Stelle oder in größtmöglicher Nähe der Einbaustelle	a) Herstellung auf stationärer Senkbank (s. 5.2.1) bzw. auf nahegelegenem, trockenfallendem Strandabschnitt. Schleppen zum Einbauort und Absenkung durch Beschweren mit Steinmaterial von Hand, mit Schwimmgreifern oder Steinstürzern (s. 5.2.3 Abb. 19) b) Herstellung auf schwimmender Senkbank (s. 5.2.2) an geschützter Stelle oder am Einbauort, sonst wie a)
2. Kunststoffmatten, Gewebe, Vliese usw.	Verlegen der Matten je nach Gewicht von Hand oder mit leichtem Greifer bei Niedrigwasser	Einschwimmen des zuvor z. B. durch Faschinenroste ausgesteiften Mattenstücks und Absenken wie 1a), wobei wegen der Weichheit des Elementes die Strömung am Einbauort besonders zu beachten ist
3. Spundwände und Pfahlreihen aus Holz-, Stahl- und Betonelementen	Rammen und Rüttler verschiedener Größen oder Spüllanzen	Rammen, Rüttler oder Spüllanzen auf Gerüst, Hubinsel oder Schiff
4. Schüttsteine, Geröll u. ä.	Baggergeräte mit Polypgreifer (z. B. für Schüttsteine) oder Schalengreifer (z. B. für Geröll) oder Kräne zum Versetzen von Formsteinen (z. B. Tetrapoden, Multipoden, Quader)	Schwimmende Baggergeräte mit Polyp- oder Schalengreifer und Klappschuten (s. 5.2.4) oder Steinstützern (s. 5.2.3)
5. Asphaltverguß	Vergl. „Empfehlungen über die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau", Die Bautechnik, H. 11/12, 77 u. H. 1, 78	
6. Spezialmörtel als Fugenverguß für geschlossenes Deckwerk und Verklammerung von Schüttsteinen für offenes Deckwerk	Die Herstellung des Spezialmörtels erfolgt nach dem Colcrete- oder nach dem Prepakt-Verfahren; beim Colcrete-Verfahren werden die Anforderungen an den Mörtel durch kolloidale Aufbereitung in Sondermischern mit hoher Drehzahl und beim Prepakt-Verfahren durch dessen Zusammensetzung und durch Zusätze erreicht.	
	Aufbereitung an Land, Einbau durch Pumpen über Hochdruckschläuche	Aufbereitung an Land oder auf Spezialschiffen, Einbau über Hochdruckschläuche mit elektrohydraulisch gesteuertem Einbaugerät
7. Boden evtl. zwischen Spundwänden, Senkstücken usw.	Land- und Schwimmbagger (Einspülen von wasserseitig gefördertem Material)	Schwimmbagger und Klappschuten (s. 5.2.4), Einspülen von wasserseitig gefördertem Material
8. Bitumensand	LKW, Kipper und Bagger	Klappschuten, Hosenrohre, Förderbänder, Silos mit Bodenklappen, LKW. – Bei Einbau in größeren Tiefen Einwickeln in engmaschigem Drahtgeflecht

Die Küste, 36 (1981), 1-320

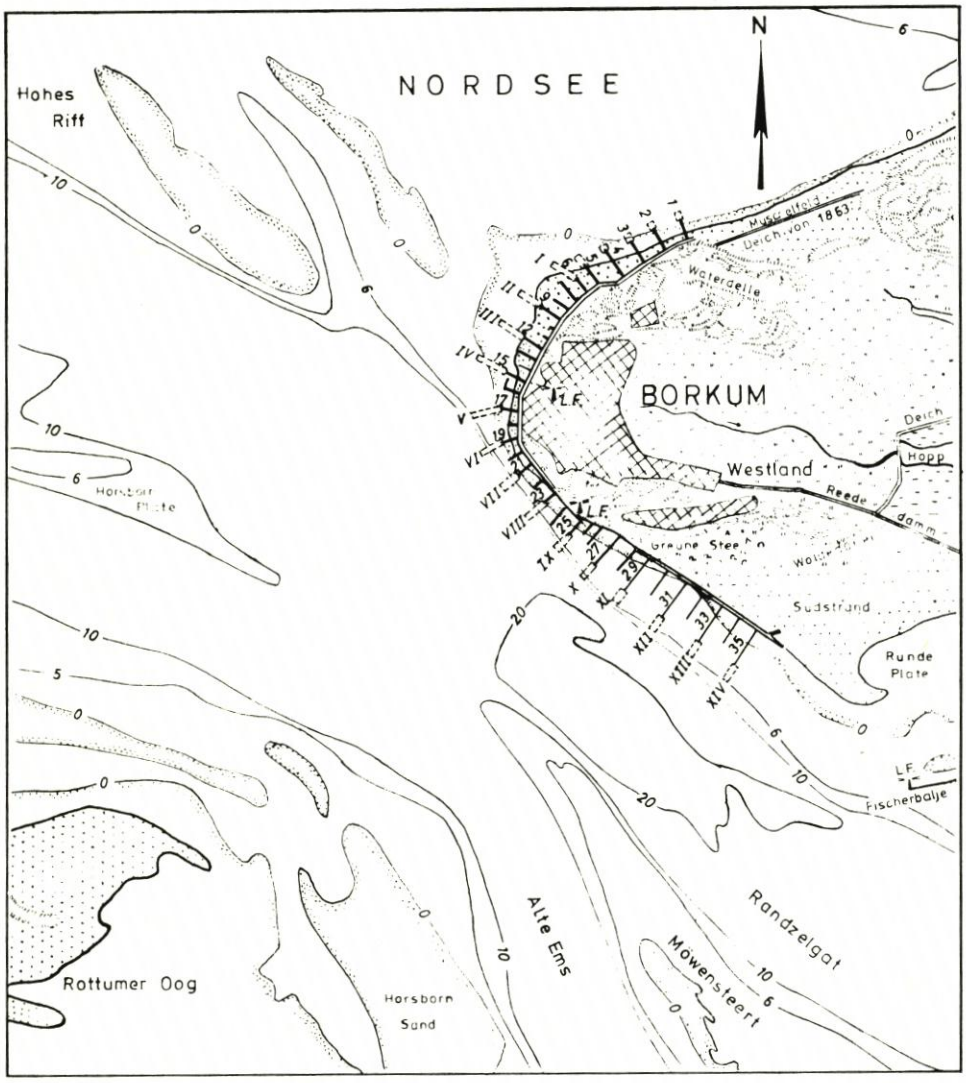


Abb. 35. Buhnen am Westende der Insel Borkum

geschützter Stelle des Ufers in Baustellennähe angelegt. Diverse Einrichtungen dienen je nach Ausführungsart den einzelnen Herstellungsphasen und dem Zuwasserlassen, dem sogenannten Abziehen oder Abschieben des Sinkstückes. Den Absenkungsvorgang gibt die Abbildung 38 wieder. Andere Bauweisen einer Senkbank bestehen z. B. aus einer wasserseitigen Spundwand mit Hinterfüllung und darüberliegendem Balkenrost oder auch Balkenrost auf Pfahlkonstruktion. Bei kleineren Sinkstücken, die in einer Tide gefertigt werden können, ist ihre Herstellung auf dem Strand üblich; sie schwimmen dann bei auflaufendem Wasser auf und werden zum Einbauort transportiert.

Die schwimmende Senkbank ist eine geneigte Ebene, die auf Pontons, Schuten oder anderen Auftriebskörpern befestigt ist. Ihre Ausrüstung gleicht der stationärer

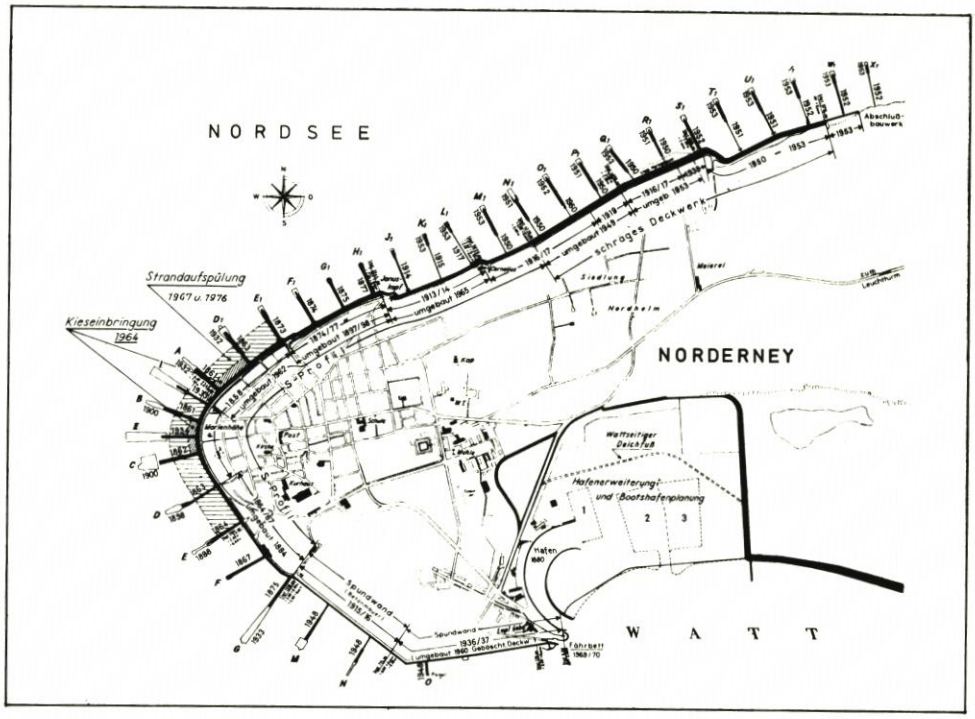


Abb. 36. Buhnen am Westende der Insel Norderney

Senkbänke. Der Vorteil ist, daß die Sinkstücke in unmittelbarer Nähe oder direkt über dem Einbauort gefertigt werden können. Außerdem ist die Herstellung beliebig langer Sinkstücke durch wiederholtes Verziehen der schwimmenden Senkbank möglich. Eine Voraussetzung ist jedoch ruhiges Wasser am Herstellungs- und Einbauort.

Der Steinstürzer ist ein schwimmendes, meist selbstfahrendes Gerät, auf dessen Deck flächig angeordnete Transportbänder montiert sind. Hierauf liegt gleichmäßig verteilt das Steinmaterial. Über dem Einbauort wird durch Verfahren des Gerätes ein gleichmäßiger Abwurf des Materials mit Hilfe der Förderbänder möglich (Abb. 38). Ein dem Steinstürzer ähnliches Gerät besteht aus einem Schwimmkörper mit aufgesetzten Kästen, die gekippt werden und nach Öffnen der Seitenwand ihre Ladung seitlich über Bord entleeren. Der Vorteil ist, daß durch Entleerung einzelner Kästen kleine Teilladungen abgeworfen werden können, wodurch es besonders für Unterhaltungsarbeiten geeignet ist.

Aus einer Klappschute – geschleppt oder selbstfahrend – kann der Ladeinhalt durch zu öffnende Bodenklappen über der Einbaustelle abgeworfen werden. Wasserdichte Luftkammern halten die Schute schwimmfähig.

Sondergeräte: Für wasserbauliche Großprojekte in Holland sind Spezialschiffe zum Unterwassereinbau von großflächigen Sohlenbefestigungen und Matten entwickelt worden. Zur Fertigung an Bord und zum Einbau von dichten und durchlässigen Asphaltmatten von 17 m × 200 m Größe und bis zu 30 m Verlegetiefe dient ein Verlegeschiff mit kompletter Mischanlage an Bord. Für den Unterwasserverguß wird von einem Schiff Asphaltvergußmasse

Die Küste, 36 (1981), 1-320

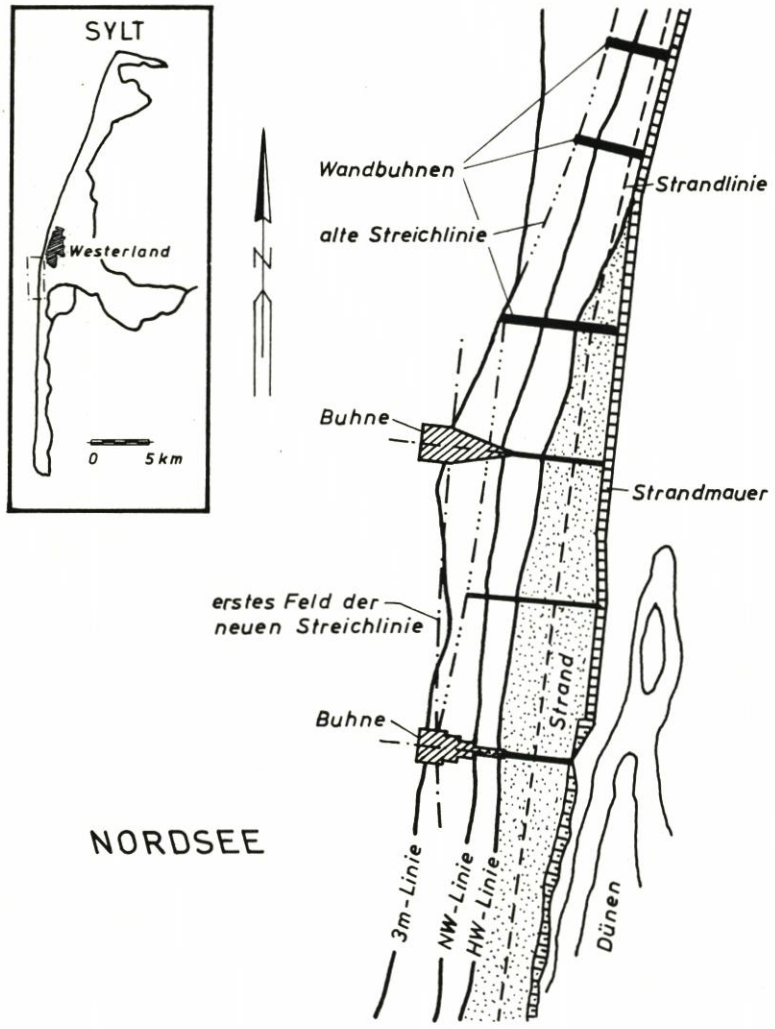


Abb. 37. Buhnen vor Westerland auf Sylt

über Verteilerrohre im Schwerkraftfluß auf der Sohle ausgebreitet oder in Steinschüttungen eingegossen. Asphaltmatten werden von Trommeln, die an einen Ponton in Höhe der Wasserlinie angehängt werden, unter gleichzeitigem Verziehen des Pontons abgerollt und abgesenkt.

Zum Einbau von an Land hergestellten, mit Betonsteinen verbundenen Kunststoffmatten – 30 m × 200 m – dienen ebenfalls Großpontons. Die Abrolltrommeln schwimmen beim Verlegevorgang, der im Prinzip dem vorher beschriebenen entspricht.

Auf die beim Einbau unter Wasser in größeren Wassertiefen entstehenden Vermessungsprobleme sei hier nur am Rande verwiesen. Verwendet werden für Einbau und Ortung zunehmend elektronische Ortungsgeräte.

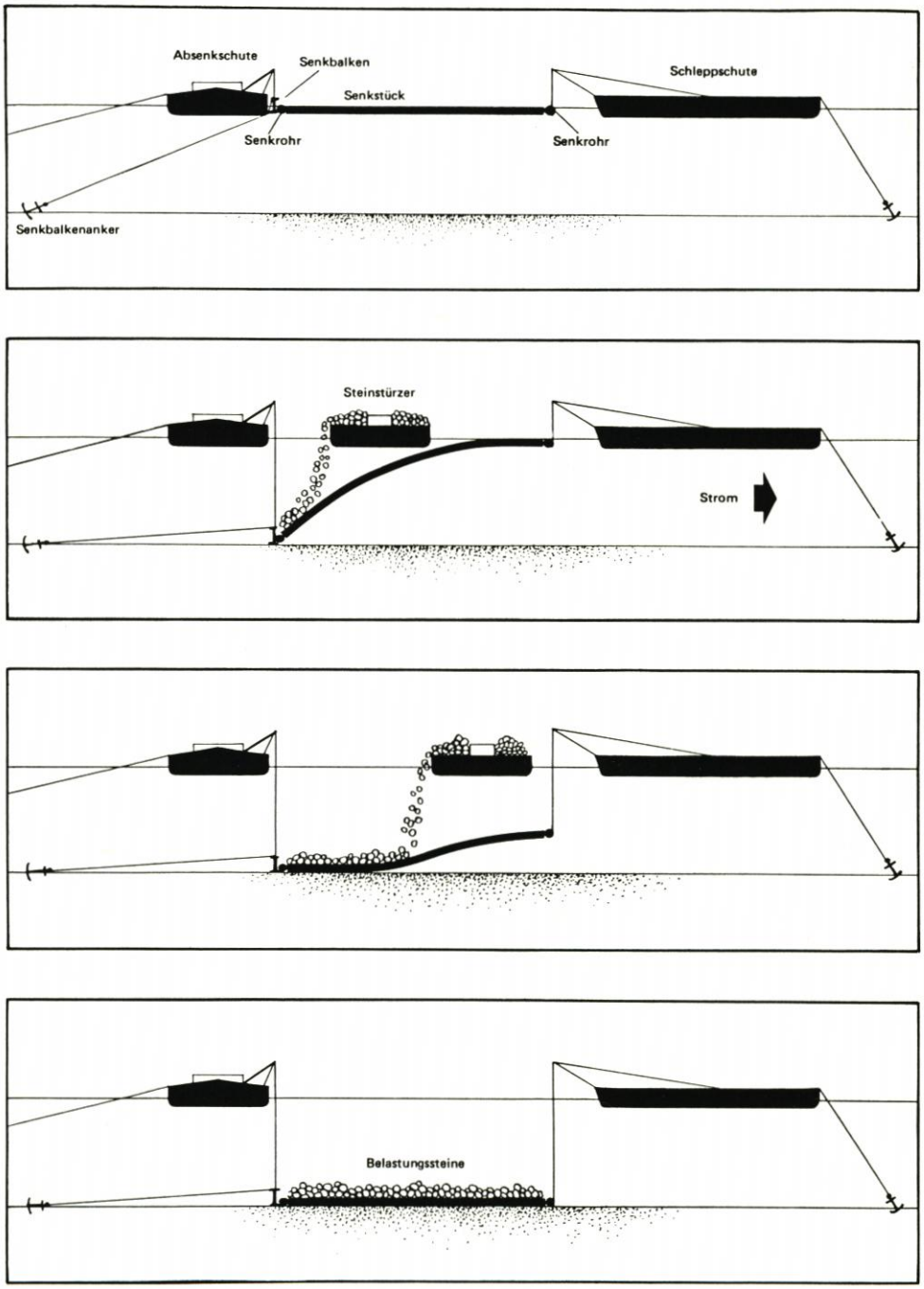


Abb. 38. Einbau von Sinkstücken (nach VON ESSEN, 1978)

Die Küste, 36 (1981), 1-320

4.3 Unterhaltung von Buhnen

Bereits bei der Entwurfsgestaltung ist die künftige Unterhaltung ein wesentlicher Gesichtspunkt. Da jedes Seebauwerk in das natürliche Kräftespiel im jeweiligen Uferabschnitt eingreift, ist mit der Planung des Bauwerkes bereits die Voraussetzung für seine ständige Unterhaltung gegeben.

Der Unterhaltungsaufwand hängt in erster Linie von der gewählten Konstruktion, den Baustoffen und den äußeren Einwirkungen (s. Empfehlungen A) sowie der Lebensdauer des Bauwerkes ab. Beispielsweise muß bei einer Einwandbuhne aus Stahl bedacht werden, daß die mechanische Beanspruchung und der Abtrag durch Sandschliff und Eis erheblich sein können. Außerdem muß von vornherein mit einer stetigen Abrostung gerechnet werden. Gegen diese Einwirkung gibt es praktisch keine wirksame Schutzmaßnahme, sondern hier stellt sich die Frage nach der gewünschten Lebensdauer.

Bauweisen aus Steinschüttungen weisen – je nach den Stückgewichten – Abtragungserscheinungen und Umlagerungen durch Wellen, Strömung, Eisangriff usw. auf. Hier wirkt sich an manchen Stränden der Zusammenhalt der Schüttung durch Seepockenbewuchs günstig aus. Außerdem ist – vor allem an Buhnenköpfen – mit Sackungen durch Veränderungen der Sohle zu rechnen. Die Unterhaltung besteht hier im Normalfall in dem Ersatz der Materialverluste. Sind die Sackungen besonders stark, kann ein neuer Aufbau des Steinkörpers auf neu verlegten Sinkstücken erforderlich werden. Besteht die Deckschicht des Steinkörpers aus schweren Steinen bis zum gebrochenen Fels oder Betonfertigteilen, so hat dies zwar den Vorteil eines großen Widerstandes gegen mechanische Angriffe, jedoch den Nachteil, daß bei Versackungen der Einsatz schwerer Geräte erforderlich wird, um die Deckelemente abzuheben, zu unterfüllen und neu zu setzen.

Mit Beton oder Asphalt vergossene Schüttsteinkonstruktionen sind widerstandsfähiger gegen äußere Einwirkungen als unvergossene Schüttungen. Die Unterhaltung – vor allem von Nachsackungen – ist schwierig, da nachgeschüttete Steine einen erneuten Verguß – oft für kleine Steinmengen – erfordern und der Verbund der neu eingebrachten mit der bestehenden Vergußmasse nur schwer zu erreichen ist. Mit Beton vergossene Deckschichten neigen bei Setzungen des Bauwerkes zur Gewölbebildung, deren Hohlräume so lange unbemerkt bleiben, bis das Gewölbe einbricht. Beim Asphaltverguß kann die Neigung zur Gewölbebildung durch Wahl kleinerer Schüttsteine und weicherer Vergußmassen vermieden oder vermindert werden.

Der Unterhaltungsaufwand wird gering gehalten durch

- ständige Beobachtung des Bauwerkes und deren Auswertung,
- ständige Beobachtung des Strandabschnittes und deren Auswertung in Verbindung mit Erfolgskontrollen über die Wirkung des Bauwerkes,
- Festlegung zweckmäßiger Unterhaltungsarbeiten auf Grund der Beobachtungen,
- Vergleich des Unterhaltungsaufwandes mit anderen technischen Lösungen gleicher Funktion (z. B. Neubau, bauliche Ergänzung oder bei zu großem Aufwand völlig andere Lösungen, und zwar im Zusammenhang mit den bestehenden Bauwerken gesehen).

Die unverzügliche Beseitigung erkannter Schäden hält den Aufwand für die Unterhaltung von Seebauwerken gering. Treten erst Folgeschäden auf, wird der Aufwand unverhältnismäßig hoch.

Über Bau, Kontrolle sowie Unterhaltung sollte für jedes Bauwerk ein Buhnenbestandsbuch geführt werden, damit die Entwicklung von Schäden, ihre Beseitigung und die finanziellen Aufwendungen systematisch verfolgt werden.

5. Messungen und Beobachtungen zur Kontrolle von Buhnen

5.1 Schäden und Häufigkeit der Kontrollen

Die Buhnen sind insbesondere Tide- und Brandungsströmungen sowie Seegangs- und Brandungskräften ausgesetzt, die ihren Bestand gefährden. Auch Eisbildung und Eisgang verursachen Bauwerksschäden. Ebenso sind Schäden durch menschliche Einwirkungen bekannt, z. B. durch Entfernen oder Umpacken von Steinen. Witterungseinflüsse und ständiger Wasserwechsel lassen die Baustoffe verwittern. Vor allem aber wird durch Höhenänderungen des Strandes die Standsicherheit der Buhnen gefährdet.

Den stärksten Beanspruchungen sind Buhnen in den Herbst- und Wintermonaten durch Sturmfluten und Frost ausgesetzt, die oft Bauwerksschäden entstehen lassen. Da die Erfahrung lehrt, daß sich Schadensstellen sehr schnell vergrößern, müssen sie möglichst bald nach ihrer Entstehung erkannt und beseitigt werden. Erforderlich ist deshalb eine Kontrolle nach jeder Sturm- und Eislage. Wegen der rauhen Seegangsverhältnisse ist das im allgemeinen nur im Überwasserbereich möglich. Der Unterwasserbereich kann erst nach Beginn ruhiger Wetterlagen untersucht werden. Das muß jährlich so zeitig im Frühling geschehen, daß festgestellte Schäden bis zum Herbst beseitigt werden können.

5.2 Kontrolle des Erhaltungszustandes von Buhnen

5.2.1 Überprüfung der über Tideniedrigwasser liegenden Bauwerksteile

Die oberhalb des Tideniedrigwassers gelegenen Bauwerksteile können durch Besichtigung überprüft werden. Das gleiche gilt für tiefergelegene Teile bei außergewöhnlich niedrigen Wasserständen, wie sie z. B. an der Nordseeküste bei Ostwindlagen auftreten. Diese gilt es zu nutzen, weil eine Überprüfung unter Wasser schwierig und ungenau ist.

Die Kontrolle kann eine einfache Besichtigung und Abschätzung der Schäden sein. Eine gute Hilfe leisten dabei Fotoaufnahmen für die Dokumentation. Diese erhält eine erhöhte Aussagekraft, wenn die Aufnahmen regelmäßig (z. B. jährlich oder halbjährlich) von jeweils gleichen, fest vermarkten Standpunkten aus mit gleichem Blickwinkel gemacht werden. Wenn umfangreiche Schäden eine Reparatur des Bauwerkes erfordern, muß eine genaue Vermessung vorhergehen, um die Instandsetzung planen und kostenmäßig veranschlagen zu können.

5.2.2 Überprüfung der unter Tideniedrigwasser liegenden Bauwerksteile

Die ständig unter Wasser liegenden Bauwerksteile, die nicht optisch überprüfbar sind, müssen durch Bauwerkspeilungen kontrolliert werden. Die dafür erforderlichen Tiefenmessungen werden in dem Bereich, in dem die Buhnen von Meßschiffen überfahren werden können, mit Echographen vorgenommen. Für geringere Tiefen kann eine Nivellierlatte oder ein Peilstock verwendet werden. Im Bereich des Buhnenkopfes wird vielfach eine sogenannte Sternpeilung um einen auf den Buhnenkopf fixierten Punkt durchgeführt.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

5.3 Strandbeobachtungen zur Kontrolle der Wirkung von Buhnen

Wichtig – vor allem für die Standsicherheit von Buhnen – sind die Höhenänderungen des Strandes und Vorstrandes, zu dessen Schutz sie dienen. Durch Sandabtrag in den Buhnenfeldern verlieren die Buhnen ihren seitlichen Halt, und auch der Buhnenkopf wird gefährdet. Das kann Seiten- und Kopfsicherungen der Buhnen oder auch Strandauffüllungen erforderlich machen. Um die Strandentwicklung zu verfolgen, sind deshalb regelmäßig zu wiederholende Strandbeobachtungen angebracht.

Quantitative Angaben über Strandveränderungen lassen sich am besten durch Nivellements und Lotungen in Strandprofilen in 50 m bis 200 m Abstand oder durch tachymetrische Aufnahmen gewinnen, die in Höhenplänen aufgetragen und verglichen werden können. Qualitativ lassen sich Höhenänderungen des Strandes auch mittels Fotoaufnahmen erkennen, die von möglichst hochgelegenen Punkten, wie z. B. Dünenkuppen, Hochhäusern, Leuchttürmen usw., bei verschiedenen Wasserständen gemacht werden. Es ist darauf zu achten, daß die gleichen Blickwinkel bei gleichen Wasserständen eingehalten werden. Gutes Anschauungsmaterial bilden auch entzerrte Luftbilder, zumal, wenn sie bei unterschiedlichen Wasserständen gemacht werden. Bei Tideniedrigwasser gewonnene Luftbilder lassen meistens auch die Verlagerung von Riffen erkennen, so daß die wahrscheinliche Strandentwicklung beurteilt werden kann.

6. Beispiele ausgeführter Buhnenkonstruktionen

Beispiel 1: Einwandbuhne aus Holzpfählen
Beispiel 2: Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen
Beispiel 3: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit Mittelspundwand
Beispiel 4: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit breiter Krone
Beispiel 5: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlichen Bermen
Beispiel 6: Buhne in Steinbauweise mit Asphaltverguß (Flunderbuhne)
Beispiel 7: Kastenbuhne mit Holzspundwänden
Beispiel 8: Kastenbuhne mit Stahlspundbohlen
Beispiel 9: Kastenbuhne mit Stahlbetonbohlen
Beispiel 10: Kastenbuhne aus Stahlbetonfertigteilen
Beispiel 11: Buhne aus Betonformkörpern

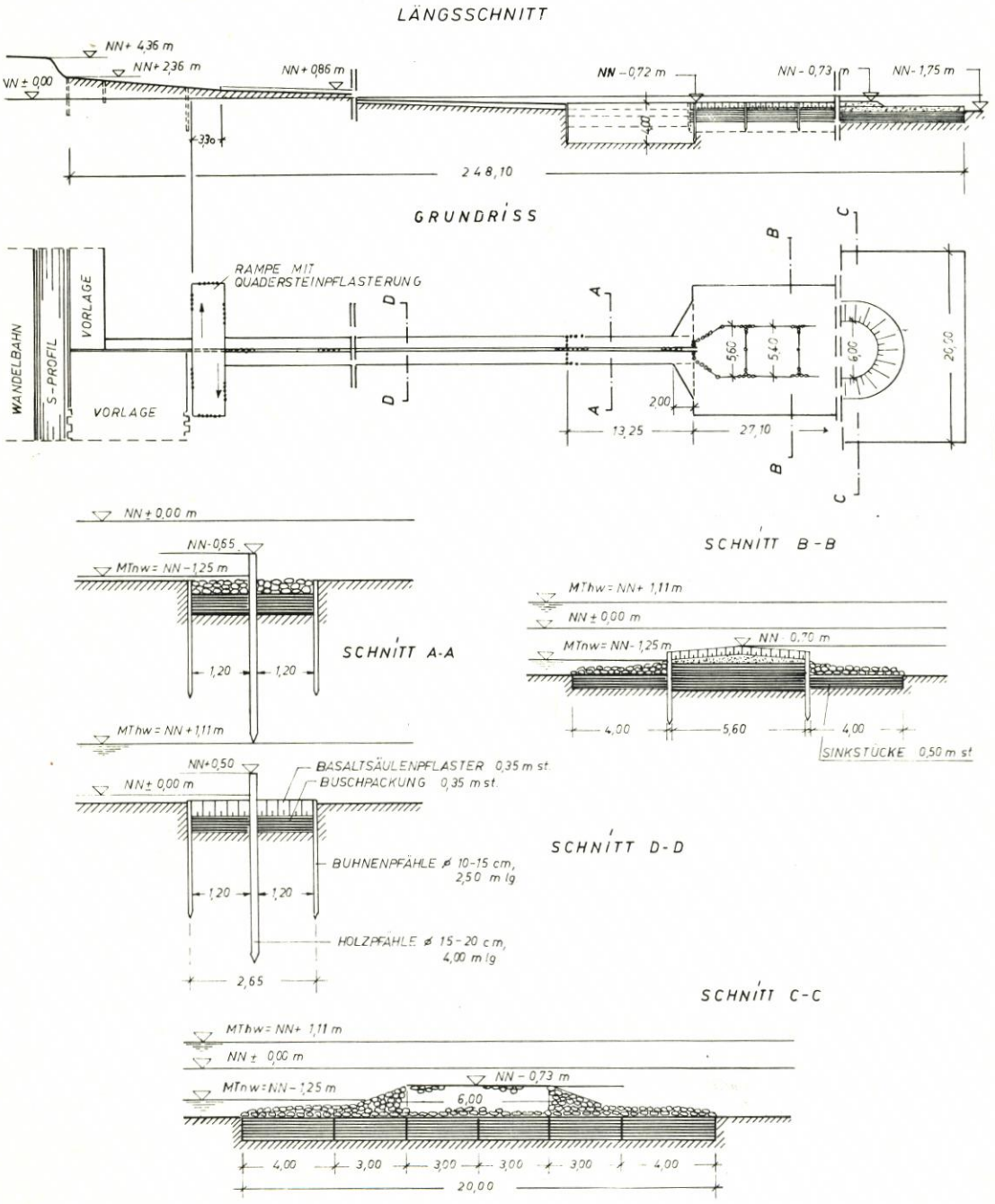
Die Küste, 36 (1981), 1-320

Beispiel 1:

Buhnentyp: Einwandbuhne aus Holzpfählen
Lage: Buhne L1 am Nordweststrand der Insel Norderney (Abb. 36)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1917, verlängert 1953
Bauweise: Einwandige Holzpfahlreihe ohne Holm mit seitlicher, waagerechter Berme aus Schüttsteinen oder Basaltpflaster auf Buschpackung. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (Norderneyer S-Profil) an. Die Kopfsicherung besteht aus einer bis zu 20 m breiten Steinschüttung auf Sinkstücken.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Holzpfähle wurden erst 1953 ausgewechselt; sie hielten sich damit relativ lange. Der Buhnenkopf mußte 1953 durch eine 29 m lange Sinkstückvorlage gesichert werden. Der übrige Bereich der Buhne war standfest.

b) funktionell: Die Buhne L1 ist vor allem Seegang und Brandungsströmungen ausgesetzt. Ihre Aufgabe sollte es sein, den weiteren Strandabbruch zu verhindern. Im Zusammenwirken mit den gleichzeitig gebauten Nachbarbuhnen J1 und K1 sowie den anschließenden, bereits vorher und noch später gebauten Buhnen ist es weitgehend gelungen, den Sandabtrag zu verlangsamen, doch waren 1951/52, 1967 und 1976 Strandaufspülungen erforderlich, die auch den Strand im Bereich der Buhne L1 verbessert haben.

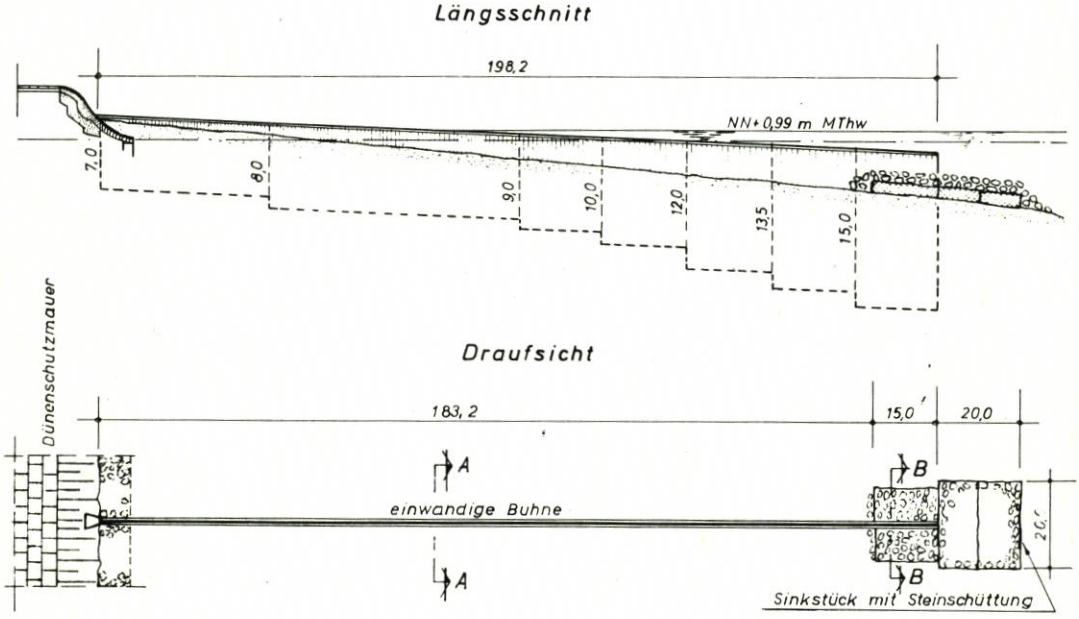
Die Küste, 36 (1981), 1-320

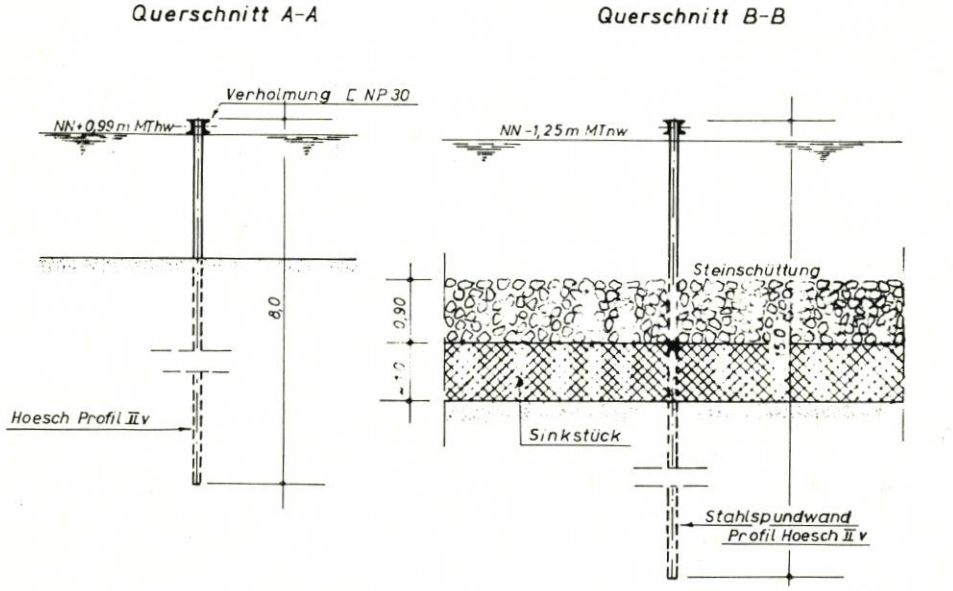


Beispiel 2:

Buhnentyp: Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen
Lage: Buhne 17 am Westkopf der Insel Borkum (Abb. 35)
Beanspruchung: Seegang, Tide- und Brandungsströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1937
Bauweise: Einreihige Stahlspundwand mit beiderseitigem Holm. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist durch eine Unterwasserbuhne aus Schüttsteinen auf Sinkstücken gesichert.
Beurteilung: a) konstruktiv: Nachteilig sind Korrosion und beidseitiger Sandschliff an den Stahlspundbohlen.
b) funktionell: Die Buhne hält Längsströmungen vom Inselsockel fern und behindert die Ausbildung von Brandungsströmungen um so mehr, je schräger die Brandungswellen anlaufen. Die Brandung steilt sich vor der senkrechten Wand auf. Bei höheren Wasserständen schlagen Wellenköpfe über die Buhne und fachen auf der Leeseite neue Wellen und Strömungen an.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

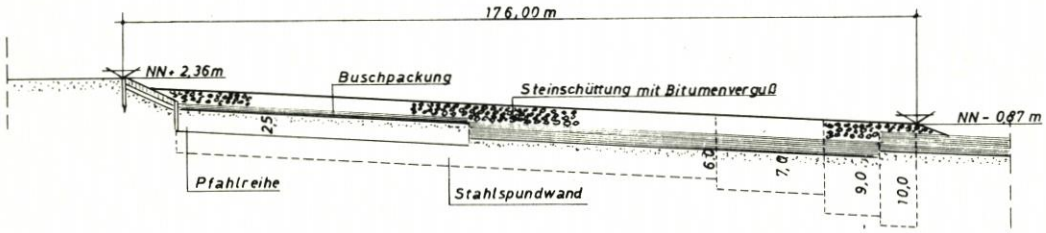




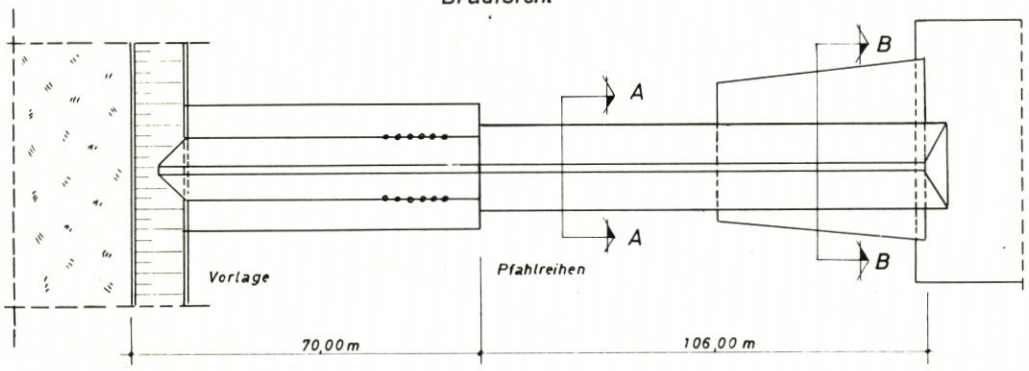
Beispiel 3:

Buhnentyp: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit Mittelspundwand
Lage: Buhne I am Westkopf der Insel Norderney (Abb. 36)
Beanspruchung: Seegang, Tide- und Brandungsströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1933, 1961/62
Bauweise: Ursprünglich im Jahre 1933 als einwandige Stahlspundwandbuhne erbaut, verbunden mit einer 150 m langen Vorlage vor Kopf (Unterwasserbuhne). 1961/62 wurde sie durch beiderseitige Schüttsteinsicherungen zu einer geböschten Buhne umgebaut. Die Schüttsteinböschungen sind mit kolloidalem Zementmörtel vergossen worden. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (Norderneyer S-Profil) an.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die ursprüngliche Stahlspundwand erhielt 1961/62 seitliche Steinschüttungen, weil sie durch Korrosion und Sandschliff ihre Standsicherheit verlor. Wegen der starken Seegangswirkungen im Buhnenbereich erhielten die Schüttsteinböschungen einen Verguß aus kolloidalem Zementmörtel. Im Laufe der Zeit wurden Ausschläge festgestellt, die sich nach wenigen Jahren zu erheblichen Schäden ausweiteten, so daß die Buhne 1970 instand gesetzt werden mußte. Desgleichen waren nach den Sturmfluten 1973 Reparaturen nötig.
Der Strand liegt im Buhnenbereich sehr niedrig und ist überwiegend von Wasser bedeckt, so daß Reparaturen schwierig sind, zumal die Buhne keine befahrbare Krone hat.
b) funktionell: Hauptaufgabe der Buhne I ist es, das Heranwandern des Norderneyer Seegats zu verhindern und damit den Inselsockel zu schützen. Das geschieht im wesentlichen durch die Unterwasserbuhne, während der geböschte Buhnenbereich den Anschluß zum Deckwerk herstellt und zusammen mit den Nachbarbuhnen die Erosion des Strandes vermindern soll. Letzteres konnte nur bedingt erreicht werden, so daß der Strand 1951/52, 1967 und 1976 aufgespült werden mußte.

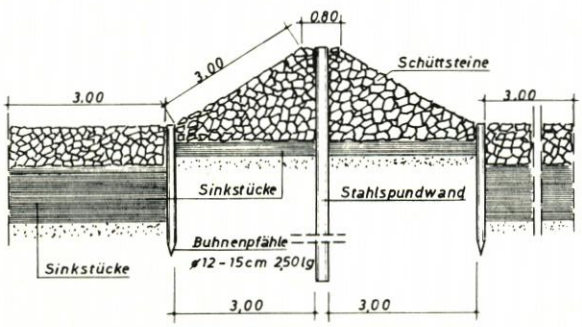
Längsschnitt



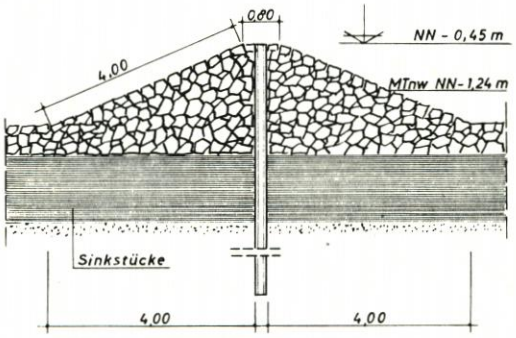
Draufsicht



Querschnitt A - A



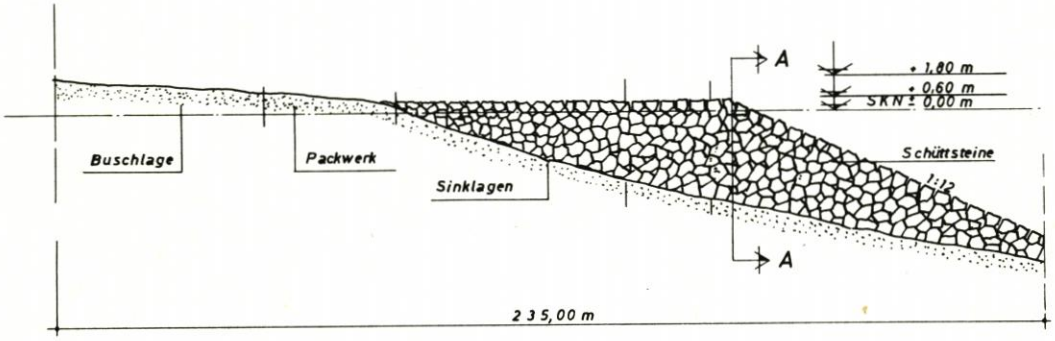
Querschnitt B-B



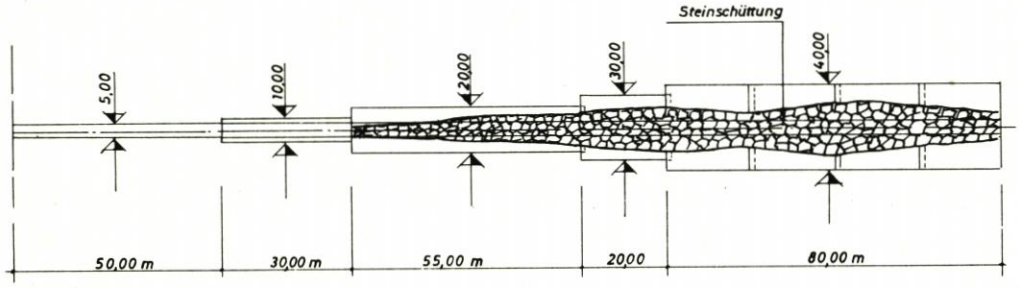
Beispiel 4:

Buhnentyp: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit breiter Krone
Lage: Buhne in der Außenweser bei km 68,4
Beanspruchung: Tideströmung, Wellenkräfte, Eisgang
Baugrund: Toniges, festes Watt (gleiche Bauweise auf Sanduntergrund üblich)
Baujahr: 1974
Bauweise: Schüttsteine auf Sinkstücken. Die 30 cm dicken Sinklagen sind mit Kunststoffmatten verstärkt. Die Kunststoffmatten überlappen an den Stößen, so daß das Kernsinkstück entfallen konnte. Die Kronenbreite beträgt auf ganzer Länge 4,00 m. Die Buhnenwurzel schließt an das hohe Watt an. Der Buhnenkopf hat keine besondere Sicherung.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Buhne mit 4 m breiter Krone bietet den angreifenden Wasserkräften größeren Widerstand als Buhnen ohne oder mit schmaler Krone. Der Wattanschluß mit Packwerk und Buschlage verhindert die bei Buhnenbauten häufig auftretende Hinterläufigkeit.
b) funktionell: Die Buhne gehört zu einer Gruppe von Buhnen, deren Aufgabe es ist, das Weserufer zu schützen und die Strömung zur Regulierung des Fahrwassers zu führen, was voll erreicht wird.

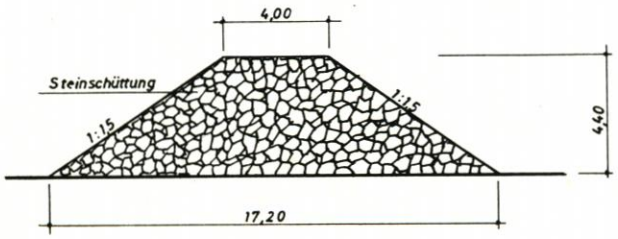
Längsschnitt



Draufsicht



Querschnitt A-A



Beispiel 5:

Buhnentyp: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlichen Bermen

Lage: Buhne G1 am Nordweststrand der Insel Norderney (Abb. 36)

Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung

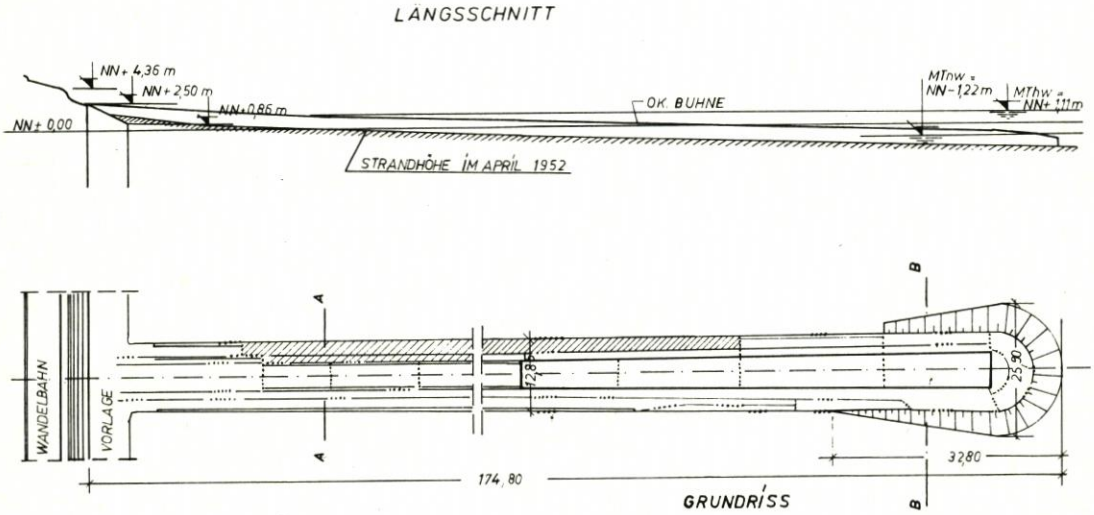
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)

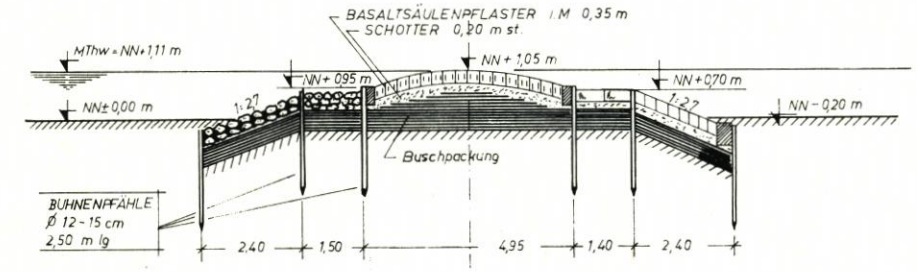
Baujahr: 1875, Sicherung durch Seitenbermen 1911, Buhnenkopfsicherung 1931

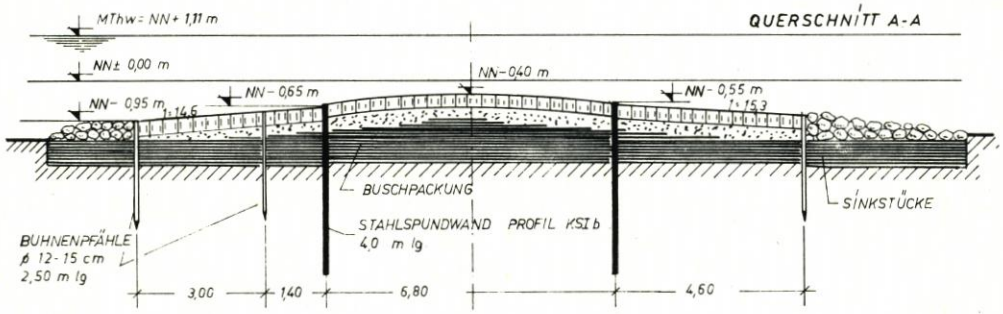
Bauweise: 1875 als gewölbte Steinbuhne aus Basaltpflaster zwischen zwei Pfahlreihen auf Buschpackung erbaut. Beiderseits sind 1911 zwei von Pfahlreihen eingefaßte Bermen aus Pflaster bzw. Packlage auf Buschpackung ergänzt worden. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (Norderneyer S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist verbreitert und besonders flach gehalten.

Beurteilung: a) konstruktiv: Die Holzpfahleinfassungen verwittern zwar langsam, erforderten jedoch zunehmend das Auswechseln abgängiger Pfähle, weil sonst die ursprüngliche Abdeckung aus Quadersteinen ihren Halt verloren hätte. 1951 war der Buhnenkörper nach 76 Jahren so abgängig, daß er mit einer Stahlspundwand eingefaßt und die Quadersteine durch Basaltsäulen ersetzt werden mußten. Außerdem mußten der Buhnenkopf und die westliche Seite der Buhne durch Steinschüttungen gesichert werden.

b) funktionell: Die Buhne G1 ist überwiegend Seegang und Brandungsströmungen und weniger Tideströmungen ausgesetzt. Ihr war, zusammen mit den gleichzeitig gebauten Buhnen E1, F1, H1, die Aufgabe zugedacht, den weiteren Strandabbruch zu verhindern. Das ist zwar im erheblichen Maße, aber nicht voll erreicht worden, so daß der Strand langsam weiter abnahm. Daher wurde es erforderlich, den Strand 1951/52, 1967 und 1976 durch Aufspülungen wieder zu erhöhen.


LÄNGSSCHNITT
NN+ 4,36 m
NN+ 2,50 m
NN+0,86 m
NN± 0,00
OK. BUHNE
MThw = NN+1,22 m
MThw = NN+1,11m
STRANDHÖHE IM APRIL 1952
WANDELBAHN
VORLAGE
A
A
B
B
12,80
25,90
32,80
174,80
GRUNDRISS


BASALTSÄULENPFLASTER i.M. 0,35 m
SCHOTTER 0,30 m st.
MThw = NN+1,11 m
NN+ 0,95 m
NN+ 1,05 m
NN+0,70 m
NN± 0,00 m
NN-0,20 m
1:2,7
1:2,7
Buschpackung
BUHNENPFÄHLE
Ø 12-15 cm
2,50 m lg
2,40
1,50
4,95
1,40
2,40

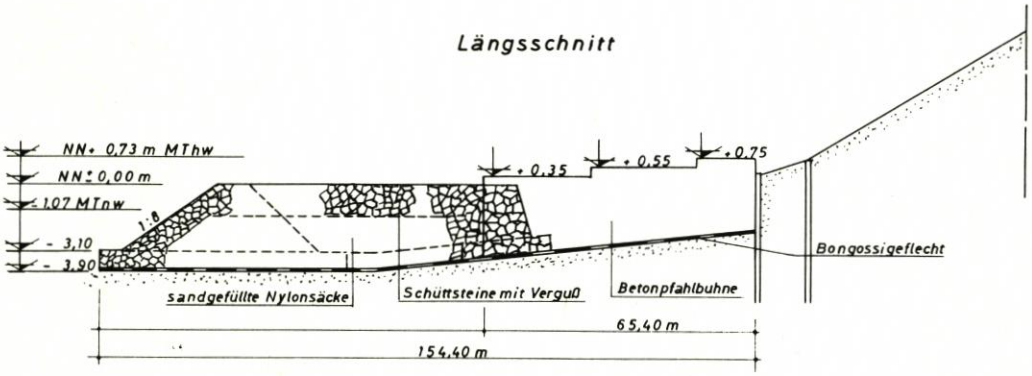

MThw = NN+1,11 m
QUERSCHNITT A-A
NN± 0,00 m
NN-0,40 m
NN- 0,95 m
NN-0,65 m
NN-0,55 m
1:14,6
1:15,3
BUSCHPACKUNG
SINKSTÜCKE
STAHLSPUNDWAND PROFIL KSI b
4,0 m lg
BUHNENPFÄHLE
Ø 12-15 cm
2,50 m lg
3,00
1,40
6,80
4,60
QUERSCHNITT B-B

Beispiel 6:

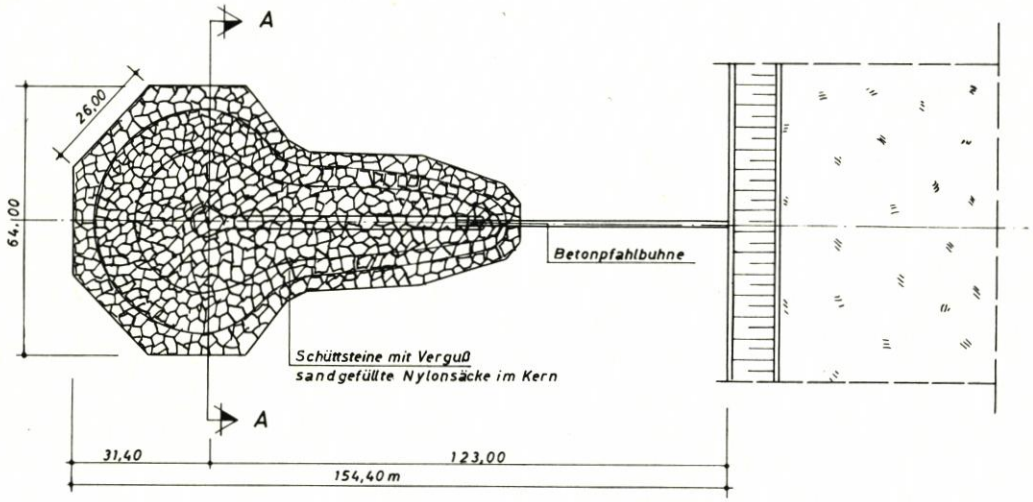
Buhnentyp: Buhne in Steinbauweise mit Asphaltverguß (Flunderbuhne)
Lage: Buhne 2a vor der Strandmauer von Westerland (Abb. 37)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Fein- bis Grobsand (Körnung 0,315–0,63 mm, Feinsand weniger als 10 %)
Baujahr: 1959
Bauweise: Als Unterlage für den Buhnenkörper dient eine Bongossiflechtmatte. Der Buhnenkern besteht aus sandgefüllten Nylonsäcken. Er ist mit Senksteinen abgedeckt, die im unteren Bereich 700–1500 kg, im mittleren 100–700 kg und im oberen 20–40 kg Stückgewicht haben. Die Steinschüttung wurde durch Asphaltverguß festgelegt. Die Buhnenkopfform erübrigt eine besondere Kopfsicherung. Der Anschluß der Buhnenwurzel an die Strandmauer erfolgt durch eine einwandige Betonpfahlwand.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Neigung des Buhnenkopfes beträgt 1:8 und geht nach hinten hin in eine Neigung von 1:3 über. Diese Formgebung ist hydraulisch günstig, so daß Auskolkungen vor dem Buhnenkopf nahezu ausbleiben. Durch den Einbau von sandgefüllten Nylonsäcken als Füllkörper für den Kern konnten die Baukosten um rd. 5 % vermindert werden.
b) funktionell: Durch die Form der Buhne soll das Brechen der Wellen vermieden und deren Beugung am Buhnenkopf sowie die Umlenkung der auflaufenden Wellen erreicht werden, um dadurch den Energieumsatz im Buhnenfeld und damit den Sandabtrag zu vermindern.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

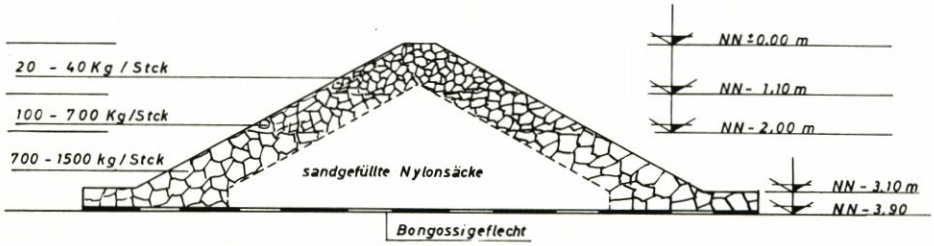
Längsschnitt



Draufsicht



Querschnitt A - A



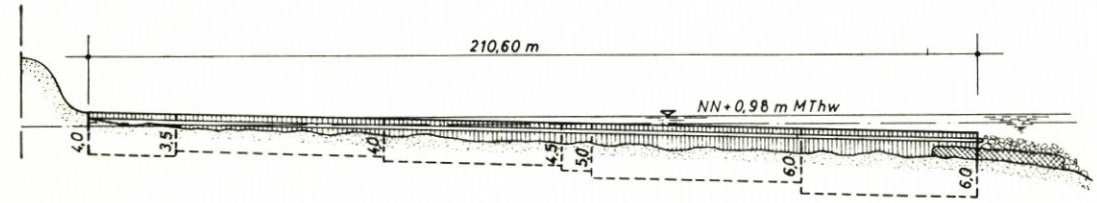
Beispiel 7:

Buhnentyp: Kastenbuhne mit Holzspundwänden
Lage: Buhne 1 am Nordweststrand der Insel Borkum (Abb. 35)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1928
Bauweise: Kastenbuhne mit gegeneinander verankerten Seitenwänden aus teerölgetränkten Holzspundbohlen. Die Fugen sind mit Dichtungsbrettern abgedeckt. Der Kasten ist von unten nach oben mit Sand, Splitt und Schotter gefüllt und im hinteren Bereich mit einer Klinkerrollschicht, im vorderen mit Basaltpflaster abgedeckt. Die Buhnenwurzel schließt an eine Steilmauer an. Der Buhnenkopf ist durch ein Sinkstück mit Steinschüttung gesichert.
Beurteilung: a) konstruktiv: 1950 war eine Instandsetzung erforderlich, weil das Pflaster teilweise abgesackt war und sich die Spundwände dadurch auf kurzer Strecke geneigt hatten. Die Holzbauweise hat sich bewährt; sie war allerdings auch keiner schweren Dauerbelastung ausgesetzt, weil sie die meiste Zeit nur wenig aus dem Strand ragte oder zeitweise – zumindest in Teilabschnitten – auch unter Sand lag.

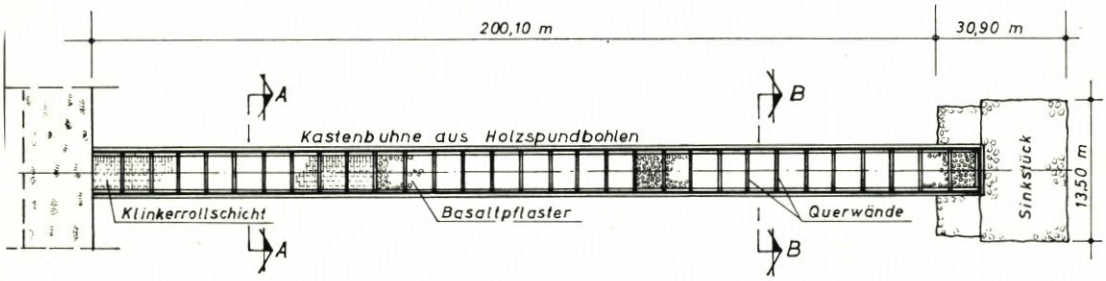
b) funktionell: In den zwanziger Jahren bildete sich vor dem Weststrand von Borkum eine Rinne, die sich immer näher an die Insel heran verlagerte, nach Norden ausdehnte und vertiefte. Um die weitere Annäherung der Rinne zu verhindern, wurde u. a. als nördlichste eines Buhnensystems die Buhne 1 gebaut. Sie erfüllte die ihr zugedachte Aufgabe als Strombuhne, bis die Rinne (Strandgatje) im Jahre 1933 im Südteil verbaut worden war und sich der Strand u. a. auch im Bereich der Buhne 1 allmählich erhöhte, so daß die Strömungs- und Wellenbeanspruchung nachließen, wodurch sie sich von einer Strombuhne allmählich zu einer Strandbuhne wandelte.

Die Küste, 36 (1981), 1-320

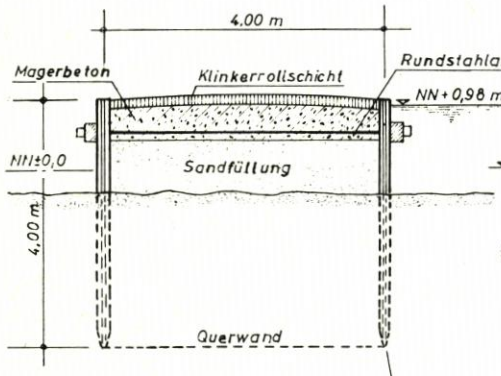
Längsschnitt



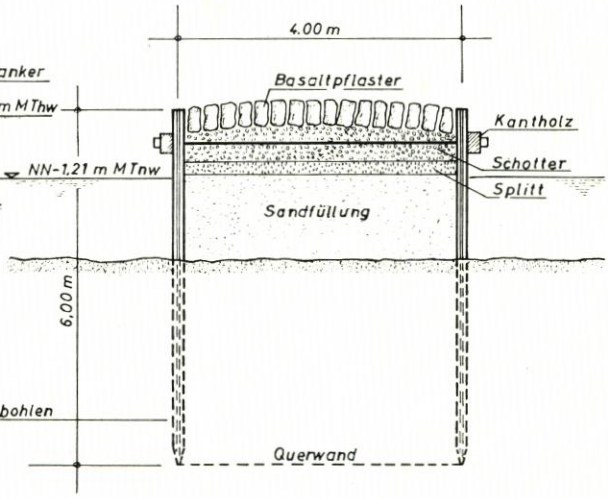
Draufsicht



Querschnitt A-A



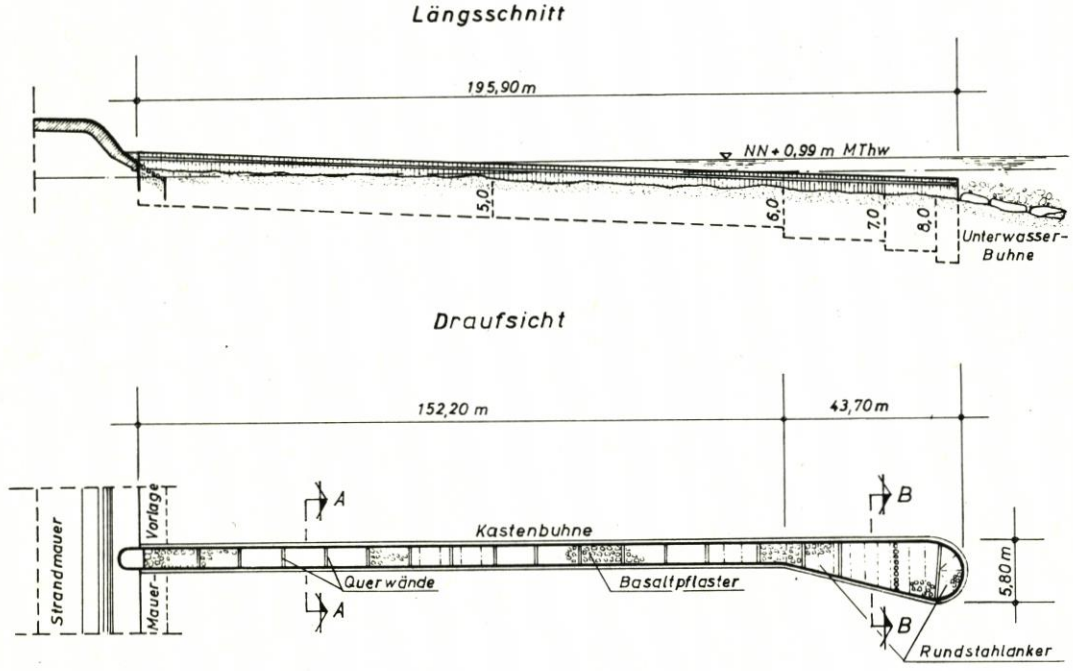
Querschnitt B-B



Beispiel 8:

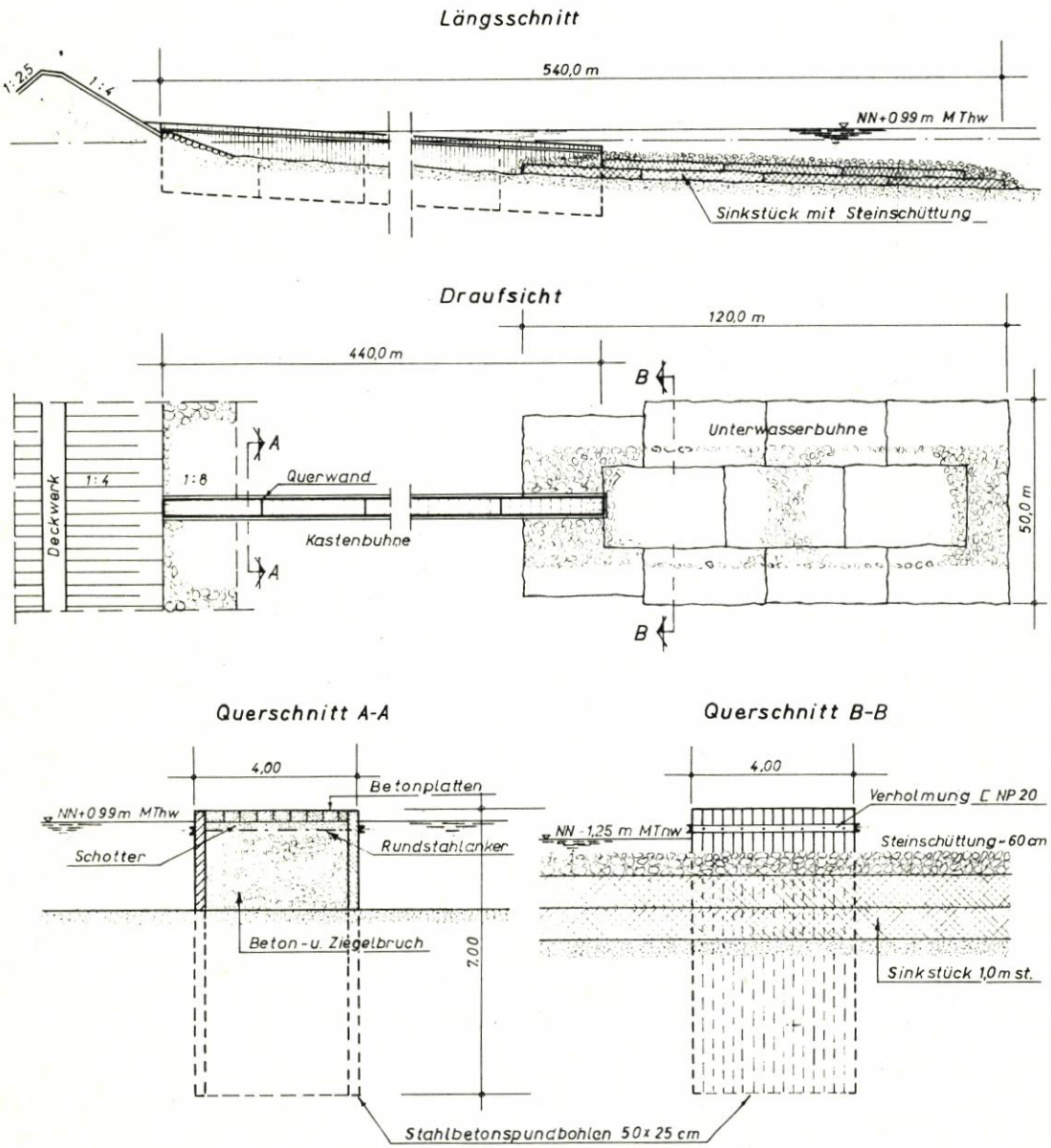
Buhnentyp: Kastenbuhne mit Stahlspundbohlen
Lage: Buhne 21 am Südweststrand der Insel Borkum (Abb. 35)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1950/51
Bauweise: Die ursprünglich 1891 erbaute, gewölbte Steinbuhne mußte 1950/51 erneuert werden. Dabei wurde sie zu einer Kastenbuhne aus 5 bis 7 m langen Stahlspundbohlen umgebaut. Der Kasten ist mit Schotter auf Sand gefüllt und mit Basaltpflaster abgedeckt. Die Querwände bestehen aus Holzpfählen. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist durch eine 150 m lange Unterwasserbuhne aus Schüttsteinen auf Sinkstücken geschützt, die bereits 1938 der ursprünglichen gewölbten Steinbuhne hinzugefügt worden war.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Stahlspundbohlen rosten sehr stark und zeigen Schäden durch Sandschliff. Die Basaltabdeckung hält sich gut. Die Schüttsteinabdeckung der Unterwasserbuhne war teilweise erodiert und mußte 1976 ergänzt werden.
b) funktionell: Die Buhne 21 ist eine Strombuhne, welche die weitere Annäherung der Stromrinne der Ems verhindern soll. Die Hauptbelastung trägt die Unterwasserbuhne. Das Bauwerk erfüllt voll seine Aufgabe.

Die Küste, 36 (1981), 1-320



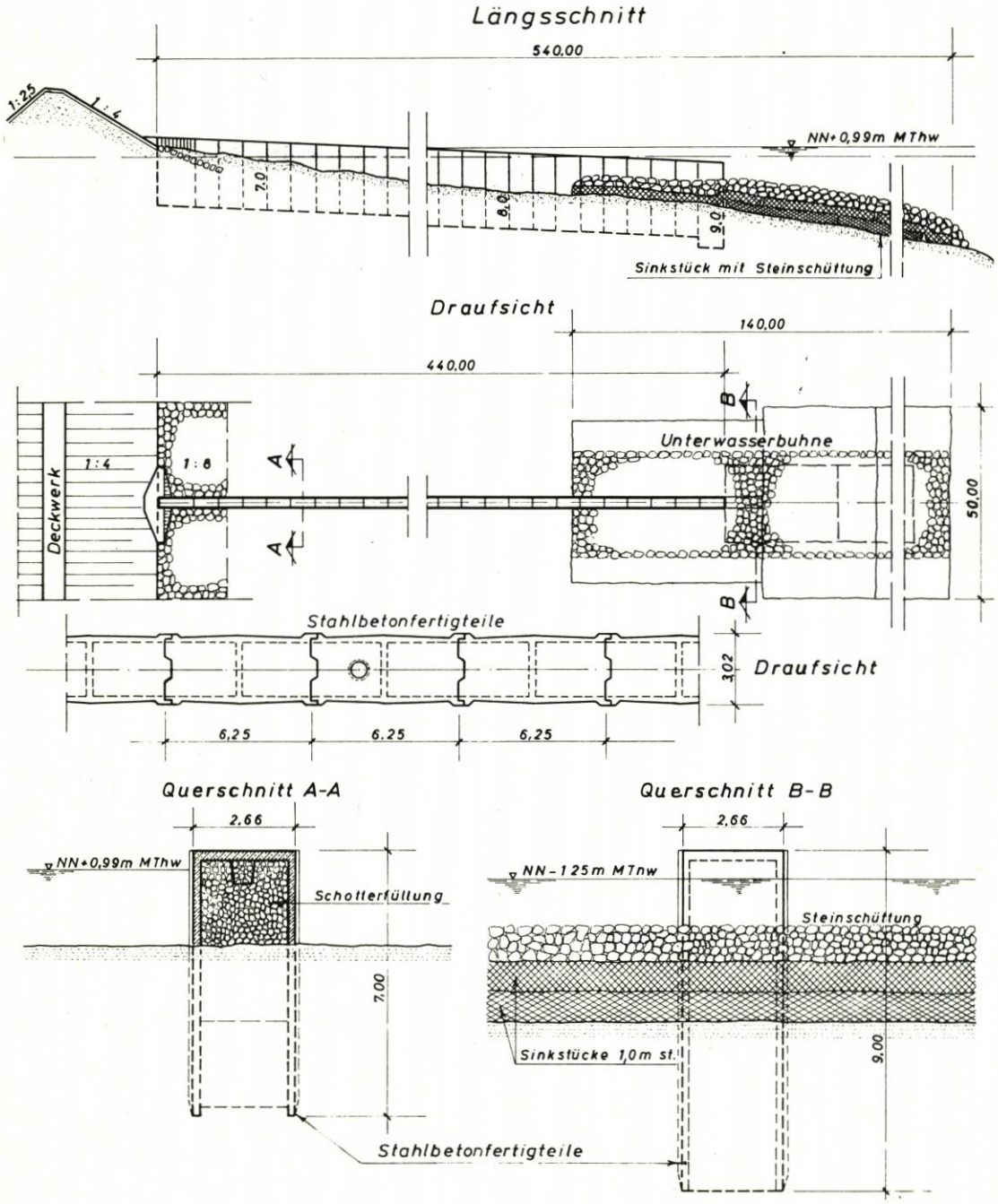
Beispiel 9:

Buhnentyp: Kastenbuhne mit Stahlbetonbohlen
Lage: Buhne 31 am Südstrand der Insel Borkum (Abb. 35)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1975/76
Bauweise: Kastenbuhne mit gegeneinander verankerten Seitenwänden aus schlaffbewehrten Stahlbetonbohlen. Der Kasten ist mit Beton und Ziegelbruch gefüllt und oben mit Betonplatten abgedeckt. In Abständen von 25 m sind Querwände aus den gleichen Stahlbetonbohlen wie die Seitenwände angeordnet. Die Buhne schließt an ein 1:4 geneigtes Asphaltdeckwerk an. Der Buhnenkopf hat im vorderen Bereich eine seitliche Sicherung aus Steinschüttung auf Sinkstücken und ist vor Kopf durch eine 100 m lange und 50 m breite Unterwasserbuhne gesichert, die das weitere Abbrechen des Unterwasserhanges verhindern soll.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Konstruktion hat sich bisher bewährt. Die Betonbohlen sowie die Abdeckung aus Betonplatten sind im Wasserwechselbereich stark von Algen bewachsen. Durch den Algenbewuchs ist die Buhnenkrone glitschig und das Begehen und Befahren gefährlich. Die seitlichen Stahlholme sind einer starken Korrosion ausgesetzt, wodurch die Standfestigkeit der Buhne bei den im übrigen verwendeten langlebigen Bauelementen beeinträchtigt werden kann.
b) funktionell: Im Bereich des Südstrandes der Insel Borkum wich in den letzten Jahren das Ufer zunehmend zurück; das Strombett wandert an die Insel heran. Das zur Festlegung des Ufers zunächst gebaute Asphaltdeckwerk wurde durch eine Buhnengruppe ergänzt. Davon ist die Buhne 31 als Strombuhne konzipiert. Seit der Fertigstellung hat sich der Strand im vorderen Bereich der Buhne deutlich aufgehöht, und die Tiefenlinien haben sich uferparallel geordnet.


Längsschnitt
1:2,5
1:4
540,0 m
NN+0,99 m MThw
Sinkstück mit Steinschüttung
Draufsicht
120,0 m
440,0 m
B
A
1:4
1:8
Deckwerk
Querwand
Kastenbuhne
Unterwasserbuhne
50,0 m
Querschnitt A-A
4,00
Betonplatten
NN+0,99 m MThw
Schotter
Rundstahlanker
Beton-u. Ziegelbruch
7,00
Querschnitt B-B
4,00
Verholmung ⊏ NP 20
NN -1,25 m MTnw
Steinschüttung ~60 cm
Sinkstück 1,0 m st.
Stahlbetonspundbohlen 50 x 25 cm

Beispiel 10:

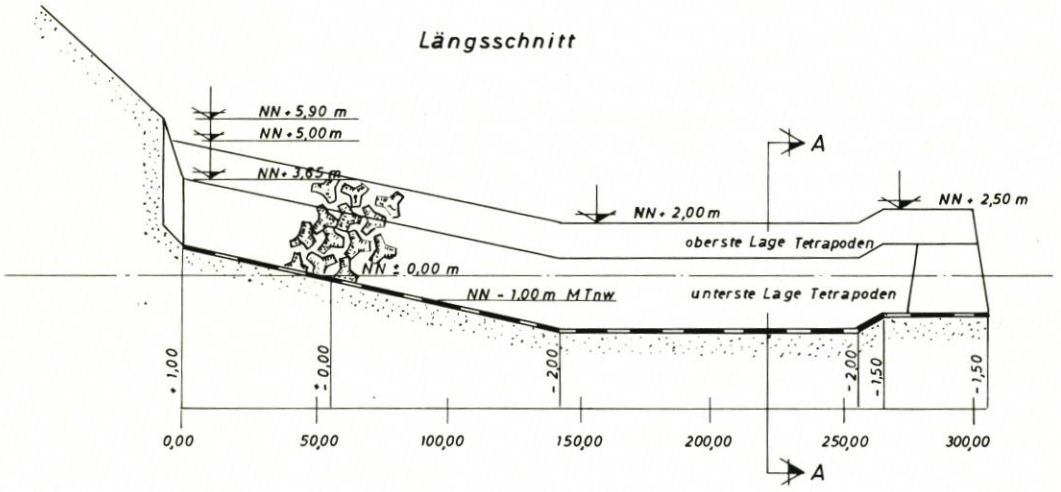
Buhnentyp: Kastenbuhne aus Stahlbetonfertigteilen
Lage: Buhne 33 am Südweststrand der Insel Borkum (Abb. 35)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,1 bis 0,15 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1977/78
Bauweise: Die Buhne ist aus an Land gefertigten, über See transportierten und rd. 100 t schweren U-förmigen Betonfertigteilen gebaut worden, die mittels eines Kranschiffes versetzt wurden. Trotz der an der Baustelle herrschenden Seegangsbedingungen konnten die Fertigteile mit befriedigender Genauigkeit eingespült werden. Die Buhnenkrone ist rd. 3 m breit und befahrbar, so daß die Hohlräume durch verschließbare Öffnungen in der oberen Plattform mit Schotter verfüllt werden konnten, der mit Lastwagen angefahren wurde.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Fertigteilkonstruktion zeigt bisher keine Verwitterungsschäden. Sie ist jedoch von Algen bewachsen, so daß die für Unterhaltungszwecke erwünschte Befahrbarkeit der Buhne schwierig ist.
b) funktionell: Die Buhne 33 ist eine Strombuhne, welche die weitere Annäherung der Stromrinne der Ems verhindern und Sedimente im Buhnenfeld durch Minderung von Strömung und Turbulenz anlagern bzw. halten soll. Das Bauwerk erfüllt seine Aufgabe.

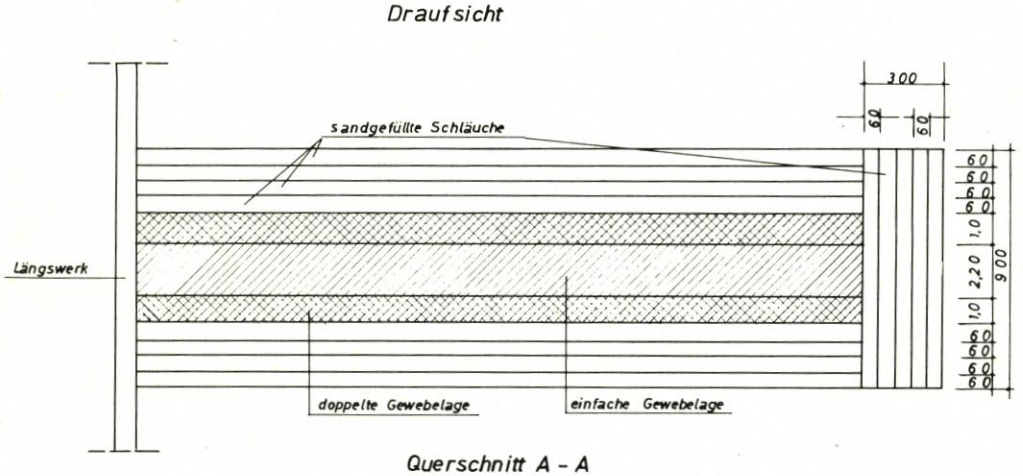

Längsschnitt
540,00
1:25
1:4
NN+0,99m MThw
2,0
6,0
9,0
Sinkstück mit Steinschüttung
Draufsicht
140,00
440,00
B
Unterwasserbuhne
1:4
1:6
A
A
Deckwerk
50,00
B
Stahlbetonfertigteile
3,02
Draufsicht
6,25
6,25
6,25
Querschnitt A-A
2,66
NN+0,99m MThw
Schotterfüllung
7,00
Querschnitt B-B
2,66
NN-1,25m MTnw
Steinschüttung
Sinkstücke 1,0m st.
9,00
Stahlbetonfertigteile

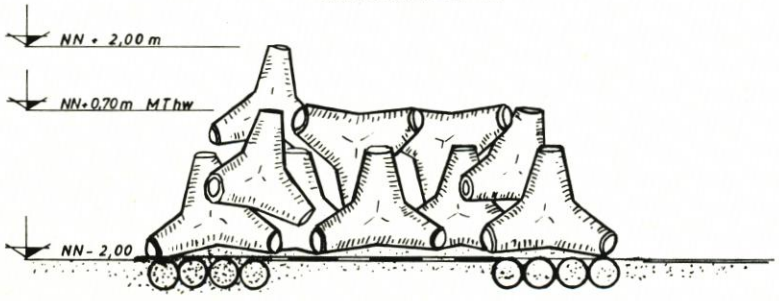
Beispiel 11:

Buhnentyp: Buhne aus Betonformkörpern
Lage: Buhne am Strand vor Hörnum auf Sylt (Abb. 37)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung, Eisgang
Baugrund: Fein- bis Grobsand (Feinsand 30 bis 50 %, Körnung 0,2–0,63 mm)
Baujahr: 1967/68
Bauweise: Tetrapodenpackung auf Nylongewebematten, die an beiden Seiten aufgenähte, mit Sand gefüllte Taschen haben, damit ein Aufschwimmen und Aufklappen verhindert wird.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Tetrapoden stellen eine hohlraumreiche Konstruktion dar. Sie sind im Verbund gesetzt und halten damit auch Brandungs- und Strömungskräften stand. Die Wellenreflektion wird stark vermindert.

b) funktionell: Die Buhne ist weniger durchlässig als erwartet wurde. Sie unterbricht die Sandwanderung so weitgehend, daß es zwar zur Sandablagerung und Strandverbesserung in Luv kam, aber auch zum Sandabtrag in Lee, so daß der Strand stark zurückweicht und die Randdüne im Abbruch liegt.


Längsschnitt
NN + 5,90 m
NN + 5,00 m
NN + 3,65 m
NN + 2,00 m
NN + 2,50 m
A
oberste Lage Tetrapoden
NN ± 0,00 m
NN - 1,00 m MTnw
unterste Lage Tetrapoden
+ 1,00
± 0,00
- 2,00
- 2,00
- 1,50
- 1,50
0,00
50,00
100,00
150,00
200,00
250,00
300,00
A


Draufsicht
3,00
0,60
0,60
sandgefüllte Schläuche
Längswerk
0,60
0,60
0,60
0,60
1,0
2,20
1,0
9,00
0,60
0,60
0,60
0,60
doppelte Gewebelage
einfache Gewebelage


Querschnitt A - A
NN + 2,00 m
NN + 0,70 m MThw
NN - 2,00

7. Schriftenverzeichnis

(Das angegebene Schrifttum enthält weitere Quellen)

Deutsches Schrifttum

GUTSCHE, H.: Über den Einfluß von Strandbuhnen auf die Sandwanderung an Flachküsten. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 20, 1961.

HENSEN, W.: Modellversuche über den Strandabbruch an den Enden von befestigten Küstenstrekken – Lee-Erosion –. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 10, 1957.

HENTZE, T.: Wasserbau. Teubner Verlag, Stuttgart, 14. Aufl., 1967.

KOLP, O.: Untersuchungen über die Wirksamkeit von Seebuhnen mit farbigem Sand. Beiträge zur Meereskunde, Inst. für Meereskunde, Berlin, H. 17/18, 1966.

LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlagsbuchhandlung Lax, Hildesheim, 1976.

MAGENS, C.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 14, 1958.

PETERSEN, M.: Das deutsche Schrifttum über Seebuhnen an sandigen Küsten. Die Küste, Jg. 9, 1961.

PRESS, H.: Seewasserstraßen und Seehäfen. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin/München, 1962.

SCHLEICHER, F.: Taschenbuch für Bauingenieure. Springer-Verlag, Berlin, 1955.

ZITSCHER, F. F.: Schutz des Weststrandes der Insel Sylt durch Flachbuhnen. Wasser und Boden, H. 9, 1960.

ZITSCHER, F. F. et al.: Empfehlung für die Anwendung von Asphalt im Wasserbau. Die Bautechnik, H. 11/12, 1977, u. H. 1, 1978.

Ausländisches Schrifttum

O. V.: Groynes – Documentation Catalogue Arranged on Subjects (in company with PETERSEN, 1961). (Buhnen-Dokumentation – Aufteilung nach verschiedenen Gesichtspunkten in Anlehnung an PETERSEN, 1961). Rijkswaterstaat – Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Afdeling Kustonderzoek. Studienrapport 1–1, 1968.

O. V.: Shore Protection Manual (Handbuch für die Praxis im Küstenwasserbau). U.S. Army, Coastal Eng. Research Center, Washington, USA, 1975.

BALSILLIE, J. H. u. BERG, D. W.: State of Groin Design and Effectiveness (Stand der Planung beim Bau von Buhnen und ihre Wirksamkeit). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.

BALSILLIE, J. H. u. BRUNO, R. O.: Groins: An Annoted Bibliography (Buhnen: Eine Bibliographie mit Erläuterungen). 463 Schrifttumsangaben für den Zeitraum 1900 bis 1972 (einschl. deutsch. Schrifttum). U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Eng. Research Center, Washington, USA, 1972.

BAKKER, W. T.: The Dynamics of a Coast with a Groyne System (Dynamische Vorgänge an einer Küste mit Buhnen). Proc. 11th Coastal Eng. Conf., Vol. I, London, 1968.

BAKKER, W. T.: One Aspect of the Dynamics of a Coast Partly Protected by a Row of Groynes (Bemerkung zu den dynamischen Vorgängen an einer Küste, die zum Teil durch ein Buhnensystem geschützt wird). Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Afd. Kustonderzoek, Studienrapport WWK 67–5, 1967.

HALE, J. S.: Calculated Sand Fills and Groin Systems (Berechnete Sanddefizite und Buhnensysteme). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.

KHASKHACHIKH, G. D., TSATURIYAN, G. A. u. SHULGIN, Y. S.: New Designs for Beach Protection Structures (Neuartige Pläne für Küstenschutzbauwerke). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. III, Vancouver, Canada, 1972.

NAGAI, S.: Arrangement of Groins on a Sandy Beach (Anordnung von Buhnen auf einem Sandstrand). Jour. of Waterw. and Harb. Div., Vol. 82, No. WW 4, 1956.

PRICE, W. A., TOMLINSON, K. W. u. WILLIS, D. H.: Field Tests on Two Permeable Groynes (Naturmessungen an zwei durchlässigen Buhnen). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.

WOOD, A. M.: Coastal Hydraulics. Verlag Macmillan and Co. Ltd. London, England, 1969.